

**S.S. 16 "ADRIATICA"
TRONCO BARI - MOLA**

Lavori di realizzazione di una variante alla S.S.16 "Adriatica" nel tratto compreso tra Bari e Mola con adozione della sezione stradale B del D.M. 05/11/2001.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA26

R.T.I. di PROGETTAZIONE:



I PROGETTISTI:

Ing. Roberto Zanon
Ordine Ingegneri della provincia di Padova N°2351

INTEGRATORE DEI SERVIZI:

Ing. Andrea Polli
Ordine degli Ingegneri Roma N°A19540

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.:

Dott. Andrea Pilli
Ordine degli Architetti PPC della provincia di Venezia N°3854

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Lorenzo Verzani
Ordine dei Geologi della Lombardia N°1234

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Marco Meneguzzer
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Trento N°1483

ARCHEOLOGIA:

Dott.ssa Frida Occelli
Archeologa 1° fascia con abilitazione archeologia preventiva, elenco MIC n. 1.277

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Maria Francesca Marranchelli



OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
Attraversamento con Cavalcavia
Relazione di Calcolo – Predimensionamento

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	P00CV00STRRE01C			
STBA00026	D	21	CODICE ELAB. P00CV00STRRE01		C	-
C	EMISSIONE PD		Marzo 2023	G. Faggioni	R. Zanon	S. Cibir
B	-					
A	EMISSIONE PFTE PER CSLLPP		Luglio 2021	Ing. V. Vitucci	Arch. R. Sanseverino	Ing. A. Sanchirico
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	19
3	DESCRIZIONE DEL PROGETTO	20
4	MATERIALI	23
4.1	Calcestruzzo	23
4.2	Acciaio in barre	24
4.3	Acciaio per carpenteria metallica	24
4.4	Bulloneria.....	25
4.5	Connettori	25
4.6	Saldature	26
5	FASI DI COSTRUZIONE E DI CALCOLO	27
6	LARGHEZZE EFFICACI	28
6.1	Opere a telaio	29
6.1.1	CV06.....	29
6.2	Opere con impalcato ad una campata.....	30
6.2.1	CV01.....	30
6.2.2	CV02.....	30
6.2.3	CV03.....	30
6.2.4	CV04.....	31
6.2.5	CV05.....	31
6.2.6	CV11.....	31
6.3	Opere con impalcato continuo a tre campate	31
6.3.1	CV10.....	31
7	MODELLI DI CALCOLO	32
8	ANALISI DEI CARICHI	38
8.1	Pesi propri e sovraccarichi permanenti	39
8.1.1	Opere a telaio	40
8.1.1.1	CV06	40
8.1.2	Opere con impalcato ad una campata.....	41
8.1.2.1	CV01	41
8.1.2.2	CV02	42
8.1.2.3	CV03	43
8.1.2.4	CV04	44
8.1.2.5	CV05	45
8.1.2.6	CV11	46
8.1.3	Opere con impalcato continuo a tre campate	47
8.1.3.1	CV10	47
8.2	Fenomeni lenti	48

8.2.1	Opere a telaio	49
8.2.1.1	CV06	49
8.2.2	Opere con impalcato ad una campata.....	52
8.2.2.1	CV01	52
8.2.2.2	CV02	55
8.2.2.3	CV03	58
8.2.2.4	CV04	61
8.2.2.5	CV05	64
8.2.2.6	CV11	67
8.2.3	Opere con impalcato continuo a tre campate	70
8.2.3.1	CV10	70
8.3	Variazione termica	73
8.3.1	Opere a telaio	73
8.3.1.1	CV06	73
8.3.2	Opere con impalcato ad una campata.....	74
8.3.2.1	CV01	74
8.3.2.2	CV02	74
8.3.2.3	CV03	75
8.3.2.4	CV04	75
8.3.2.5	CV05	76
8.3.2.6	CV11	76
8.3.3	Opere con impalcato continuo a tre campate	77
8.3.3.1	CV10	77
8.4	Azioni da Traffico	78
8.4.1	Opere a telaio	80
8.4.1.1	CV06	80
8.4.2	Opere con impalcato ad una campata.....	82
8.4.2.1	CV01	82
8.4.2.2	CV02	83
8.4.2.3	CV03	84
8.4.2.4	CV04	85
8.4.2.5	CV05	86
8.4.2.6	CV11	87
8.4.3	Opere con impalcato continuo a tre campate	88
8.4.3.1	CV10	88
8.5	Azione di frenamento ed avviamento	89
8.5.1	Opere a telaio	89
8.5.1.1	CV06	89
8.5.2	Opere con impalcato ad una campata.....	89

8.5.2.1	CV01	89
8.5.2.2	CV02	90
8.5.2.3	CV03	90
8.5.2.4	CV04	91
8.5.2.5	CV05	91
8.5.2.6	CV11	92
8.5.3	<i>Opere con impalcato continuo a tre campate</i>	92
8.5.3.1	CV10	92
8.6	Azione centrifuga	93
8.6.1	<i>Opere a telaio</i>	93
8.6.1.1	CV06	93
8.6.2	<i>Opere con impalcato ad una campata</i>	93
8.6.2.1	CV01	93
8.6.2.2	CV02	93
8.6.2.3	CV03	94
8.6.2.4	CV04	94
8.6.2.5	CV05	94
8.6.2.6	CV11	95
8.6.3	<i>Opere con impalcato continuo a tre campate</i>	95
8.6.3.1	CV10	95
8.7	Azione del vento	96
8.7.1	<i>Opere a telaio</i>	98
8.7.1.1	CV06	98
8.7.2	<i>Opere con impalcato ad una campata</i>	99
8.7.2.1	CV01	99
8.7.2.2	CV02	100
8.7.2.3	CV03	101
8.7.2.4	CV04	102
8.7.2.5	CV05	103
8.7.2.6	CV11	104
8.7.3	<i>Opere con impalcato continuo a tre campate</i>	105
8.7.3.1	CV10	105
8.8	Azioni sismiche	106
8.9	Azioni eccezionali	113
9	COMBINAZIONI DI CARICO	114
10	INVILUPPO SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI MASSIMI	119
10.1.1	<i>Opere a telaio</i>	119
10.1.1.1	CV06	119
10.1.2	<i>Opere con impalcato ad una campata</i>	124

10.1.2.1	CV01	124
10.1.2.2	CV02	125
10.1.2.3	CV03	127
10.1.2.4	CV04	128
10.1.2.5	CV05	130
10.1.2.6	CV11	131
10.1.3	<i>Opere con impalcato continuo a tre campate</i>	132
10.1.3.1	CV10	132
11	ANALISI IN FASE SISMICA OPERE A TELAIO	135
11.1.1	<i>Sollecitazioni sugli appoggi</i>	137
12	PREDIMENSIONAMENTO ISOLATORI SISMICI	138
13	METODI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	141
13.1	Verifica delle travi a sezione piena	148
13.1.1	<i>Opere a telaio</i>	149
13.1.1.1	CV06	149
13.1.2	<i>Opere con impalcato ad una campata</i>	155
13.1.2.1	CV01	155
13.1.2.2	CV02	159
13.1.2.3	CV03	163
13.1.2.4	CV04	167
13.1.2.5	CV05	170
13.1.2.6	CV11	174
13.1.3	<i>Opere con impalcato continuo a tre campate</i>	178
13.1.3.1	CV10	178
14	SOLETTA DI IMPALCATO	188
14.1	Verifica predalles (Fase 1)	190
14.2	Verifica soletta (Fase 2)	192
14.2.1	<i>Diffusione dei carichi</i>	192
14.2.2	<i>Sollecitazioni massime sullo sbalzo</i>	194
14.2.3	<i>Verifica sezione sbalzo</i>	198
14.2.4	<i>Verifica a taglio traliccio</i>	201
14.2.5	<i>Sollecitazioni massime in campata e sull'appoggio intermedio</i>	202
14.2.5.1	Sollecitazioni da carichi permanenti	203
14.2.5.2	Sollecitazioni da carichi variabili in campata	204
14.2.5.3	Sollecitazioni da carichi variabili in appoggio	205
14.2.5.4	Riepilogo sollecitazioni	206
14.2.6	<i>Verifica sezione in campata</i>	208
14.2.7	<i>Verifica sezione in appoggio centrale</i>	211

1 PREMESSA

Il presente documento riguarda la progettazione dei Cavalcavia previsti lungo il tracciato, denominati come segue, con riferimento alla progressiva chilometrica del tracciato principale ed alla viabilità interferente da ricucire, cui appartiene ogni singolo cavalcavia:

1. **CV01 0+669 Strada Ex SS 16**
2. **CV02 0+937 Strada la Grava**
3. **CV03 5+118 Strada comunale Caldarola**
4. **CV04 6+168 Strada Vecchia della Marina**
5. **CV05 7+690 VM13 Strada S. Marco**
6. **CV06 8+441 VM16 Strada vicinale Torre delle Monache**
7. **CV07 9+100 VM18 Strada bianca**
8. **CV08 12+047 VM26 SP N.57**
9. **CV09 12+775 VM27 Strada Locale con pista ciclabile**
10. **CV10 19+010 VM38 ex SS16**
11. **CV11 Sv Ortomercato**

Dove possibile per situazione planimetrica ed altimetrica (CV06; CV07; CV08; CV09) si è privilegiato l'utilizzo di cavalcavia di tipo ANAS 'Reinventata Cavalcavia' mentre nei casi di forte obliquità del tracciato della viabilità in attraversamento con cavalcavia rispetto alla SS.16 Adriatica Bari-Mola o di configurazione planimetrica in curva, con significativi allargamenti della piattaforma, si è fatto ricorso cavalcavia di tipo 'tradizionale' (nel seguito: cavalcavia 'a travata') con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo su due o più travi metalliche, con schema di travata in semplice appoggio per i cavalcavia ad unica luce e di travata continua qualora necessaria (CV10) una pluralità di luci.

Le quattro opere di scavalco con cavalcavia tipo ANAS 'Reinventata' presentano impalcati con 'luci' centrali da 32,80 a 37,70 m e due 'luci' laterali di lunghezza variabile che 14,68 a 15,47 m e lunghezze totali da 52,48 a 62,58 m meglio specificate nella tabella che segue, dove sono riportate le caratteristiche tipologiche principali.

Tabella 1: Caratteristiche tipologiche dei Cavalcavia

DENOMINAZIONE CAVALCAVIA	TIPOLOGIA OPERA	ANDAMENTO TRAVI IMPALCATO	PRESENZA ALLARGAMENTI SIGNIFICATIVI	CAMPATE	LUNGHEZZA CAMPATE	TIPOLOGIA IMPALCATO	SISTEMA DI VINCOLO	TIPOLOGIA FONDAZIONE
CV01 0+669 STRADA EX SS 16	TRAVATA	RETTILINEO	SI	1	50,00	MISTA ACCIAIO-CLS	ISOLATORI ELASTOMERICI	DIRETTA
CV02 0+937 STRADA LA GRAVA	TRAVATA	CURVO /OBLIQUO	SI	1	50,00	MISTA ACCIAIO-CLS	ISOLATORI ELASTOMERICI	DIRETTA
CV03 5+118 STRADA COMUNALE CALDAROLA	TRAVATA	RETTILINEO	SI	1	42,00	MISTA ACCIAIO-CLS	ISOLATORI ELASTOMERICI	DIRETTA
CV04 6+168 STRADA VECCHIA DELLA MARINA	TRAVATA	RETTILINEO/OBLIQUO	NO	1	56,60	MISTA ACCIAIO-CLS	ISOLATORI ELASTOMERICI	DIRETTA
CV05 7+690 VM13 STRADA S. MARCO	TRAVATA	CURVO	SI	1	44,00	MISTA ACCIAIO-CLS	ISOLATORI ELASTOMERICI	DIRETTA
CV06 8+441 VM16 STRADA VICINALE TORRE DELLE MONACHE	TELAIO/CAVALLETTO	RETTILINEO	NO	3 (CONVENZ.)	35,00 (centr.netta) Totale:65,57	MISTA ACCIAIO-CLS	CERNIERE ACCIAIO	DIRETTA
CV07 9+100 VM18 STRADA BIANCA	TELAIO/CAVALLETTO	RETTILINEO	NO	3 (CONVENZ.)	32,80 (centr.netta) Totale:62,76	MISTA ACCIAIO-CLS	CERNIERE ACCIAIO	DIRETTA
CV08 12+047 VM26 SP N.57	TELAIO/CAVALLETTO	RETTILINEO	NO	3 (CONVENZ.)	35,00 (centr.netta) Totale:64,67	MISTA ACCIAIO-CLS	CERNIERE ACCIAIO	DIRETTA
CV09 12+775 VM27 STRADA LOCALE CON PISTA CICLABILE	TELAIO/CAVALLETTO	RETTILINEO	NO	2 (CONVENZ.)	37,70 (centr.netta) Totale:52,48	MISTA ACCIAIO-CLS	CERNIERE ACCIAIO	DIRETTA
CV10 19+010 VM38 EX SS16	TRAVATA	CURVO	SI	3	34,00+48.21+34,00	MISTA ACCIAIO-CLS	ISOLATORI ELASTOMERICI	PROFONDA(S)/DIRETTA (P)
CV11 SV ORTOMERCATO	TRAVATA	RETTILINEO	SI	1	32,00	MISTA ACCIAIO-CLS	ISOLATORI ELASTOMERICI	PROFONDA

Le sedi stradali dell'impalcato sono di varia larghezza, con tratto pavimentato tra 4,00 e 10,50 m e cordolo da 0,75 m o 1.75 m dove è presente il marciapiede, per larghezze di impalcato comprese tra 7,50 e 14,00 m. Il Cavalcavia CV 09 accoglie anche una pista ciclabile larga 2,50 m.

Per effetto degli allargamenti in curva di numerosi viadotti, la larghezza massima dell'impalcato raggiunge la dimensione di 16,22 m.

Sui due cordoli laterali di ciascun impalcato sono previste barriere di sicurezza tipo Anas H3BP SM con rete di protezione integrata. Lo smaltimento delle acque di piattaforma è previsto con caditoie asolate nei cordoli e tubazione di convogliamento verso le spalle sospesa all'intradosso della soletta di sbalzo, all'esterno della trave o di entrambe le travi di bordo, in dipendenza dalla pendenza trasversale della piattaforma.

Nella tabella seguente sono invece riportate le caratteristiche geometriche di calcolo, riferite a quanto esposto nel prosieguo del documento.

Tabella 2: caratteristiche geometriche dei Cavalcavia

RIA IMPALCATO	CV01	CV02	CV03	CV04	CV05	CV06	CV07	CV08	CV09	CV10	CV11	
Lunghezza in asse appoggi campata 1	50.00	50.00	42.00	56.60	44.00	12.80	12.80	13.40	12.20	34.00	32.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	40.00	37.40	39.60	40.20	48.21	0.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.80	12.60	11.70	0.00	34.00	0.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[m]
Lunghezza totale in asse appoggi spalla	50.00	50.00	42.00	56.60	44.00	65.60	62.80	64.70	52.40	116.21	32.00	[m]
Larghezza totale soletta	10.50	11.35	11.34	12.50	11.50	10.00	7.50	12.50	11.25	16.05	12.50	[m]
Spessore soletta totale	0.30	0.30	0.30	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	0.25	[m]
Larghezza tratto pavimentato	9.00	7.85	7.84	9.00	8.00	6.50	4.00	9.00	9.00	12.55	9.00	[m]
numero di travi	3	3	3	4	3	3	2	4	3	4	4	[-]
numero di cordoli laterali	2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	[-]
Larghezza cordolo sx	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo dx	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo centrale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	[m]
altezza media cordoli	0.20	0.20	0.27	0.20	0.20	0.18	0.18	0.18	0.18	0.20	0.20	[m]
interasse travi	3.50	3.70	3.50	3.10	3.50	3.25	3.25	1.35	3.75	4.04	3.20	[m]
sbalzo soletta	1.75	1.98	2.17	1.60	2.25	1.75	2.13	2.33	1.88	1.97	1.45	[m]
tratto pavimentato sbalzo	1.00	0.23	0.42	0.00	0.50	0.00	0.38	0.58	1.13	0.22	0.00	[m]
Raggio di curvatura	0	155	850	0	122	0	0	0	0	190	0	[m]

Lo schema strutturale che caratterizza i Cavalcavia CV06, CV07, CV08, CV09 è di “Telaio con celle triangolari di estremità”. Le luci riportate in tabella per tali opere sono da riferirsi allo schema di calcolo riportato nella figura sottostante.

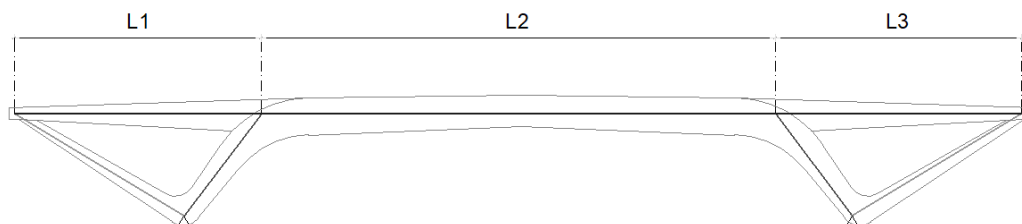


Figura 1: Schema di calcolo cavalcavia CV06, CV07, CV08, CV09

Il numero di travi e di telai dei cavalcavia con schema statico a telaio-cavalletto (nel seguito per semplicità indicati come ‘telai’) sono costituiti, in dipendenza dalla larghezza della sede stradale e quindi della soletta di impalcato, da uno o più telai assemblati con una o due travi ciascuno. Negli schemi tridimensionali che seguono sono rappresentate le quattro tipologie utilizzate.

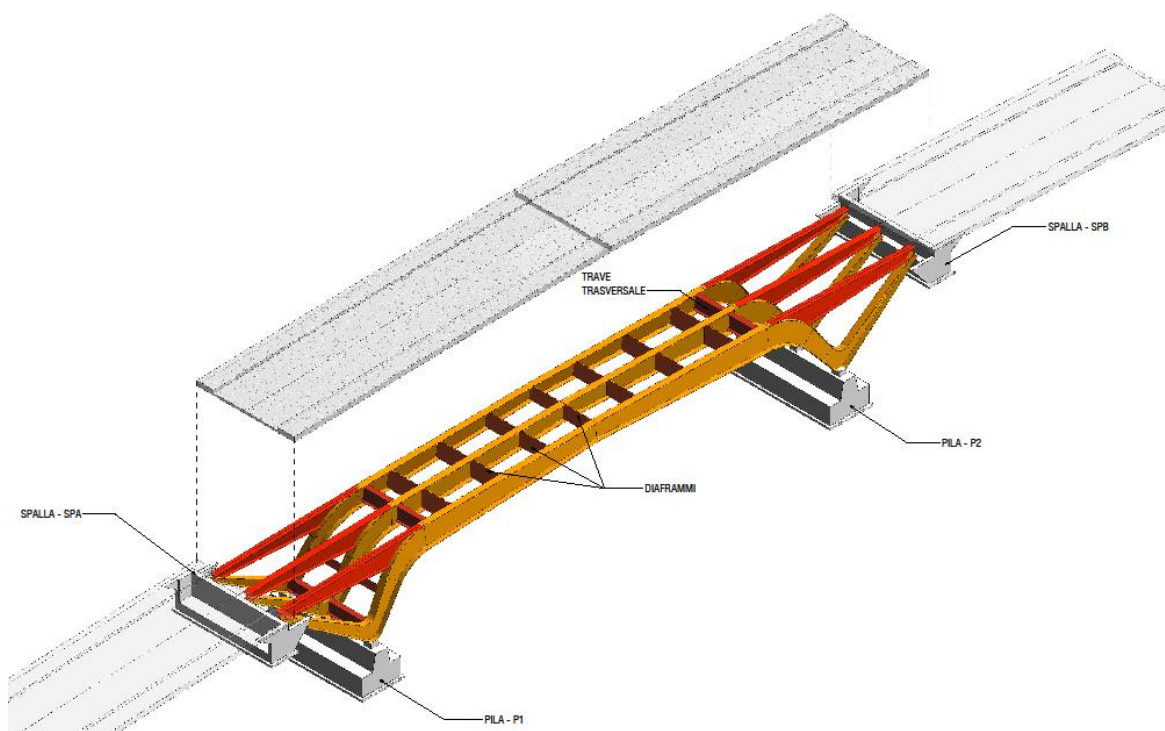


Figura 2: Schema CV06

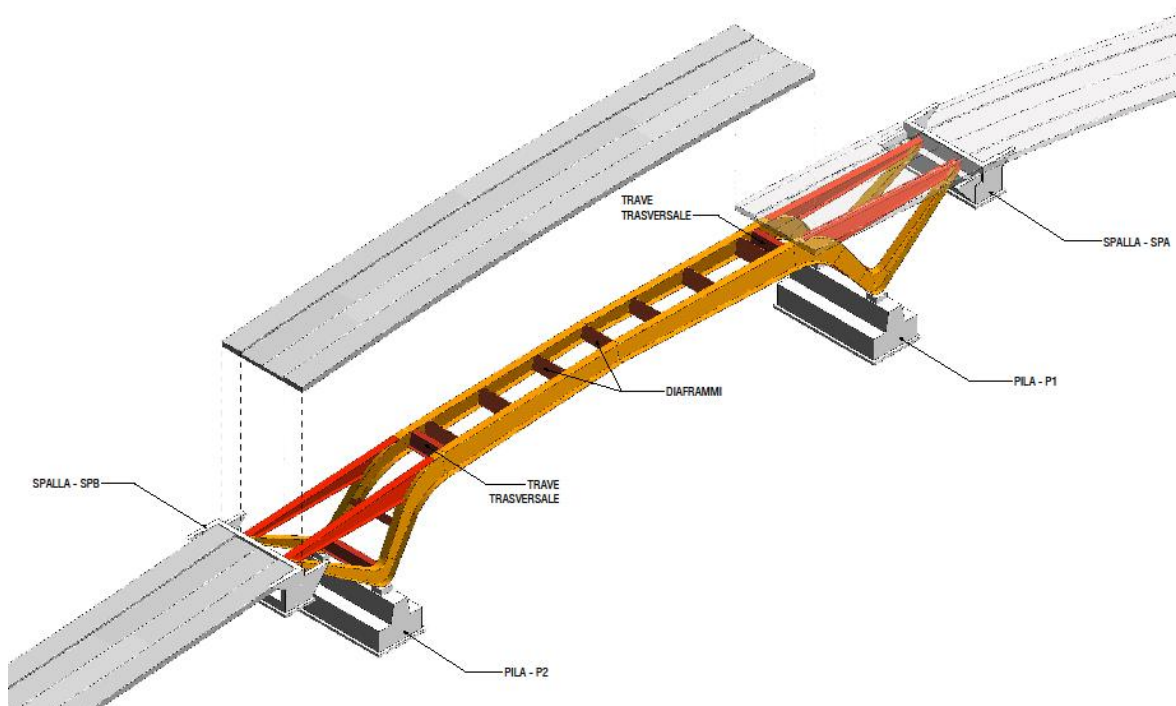


Figura 3: Schema CV07

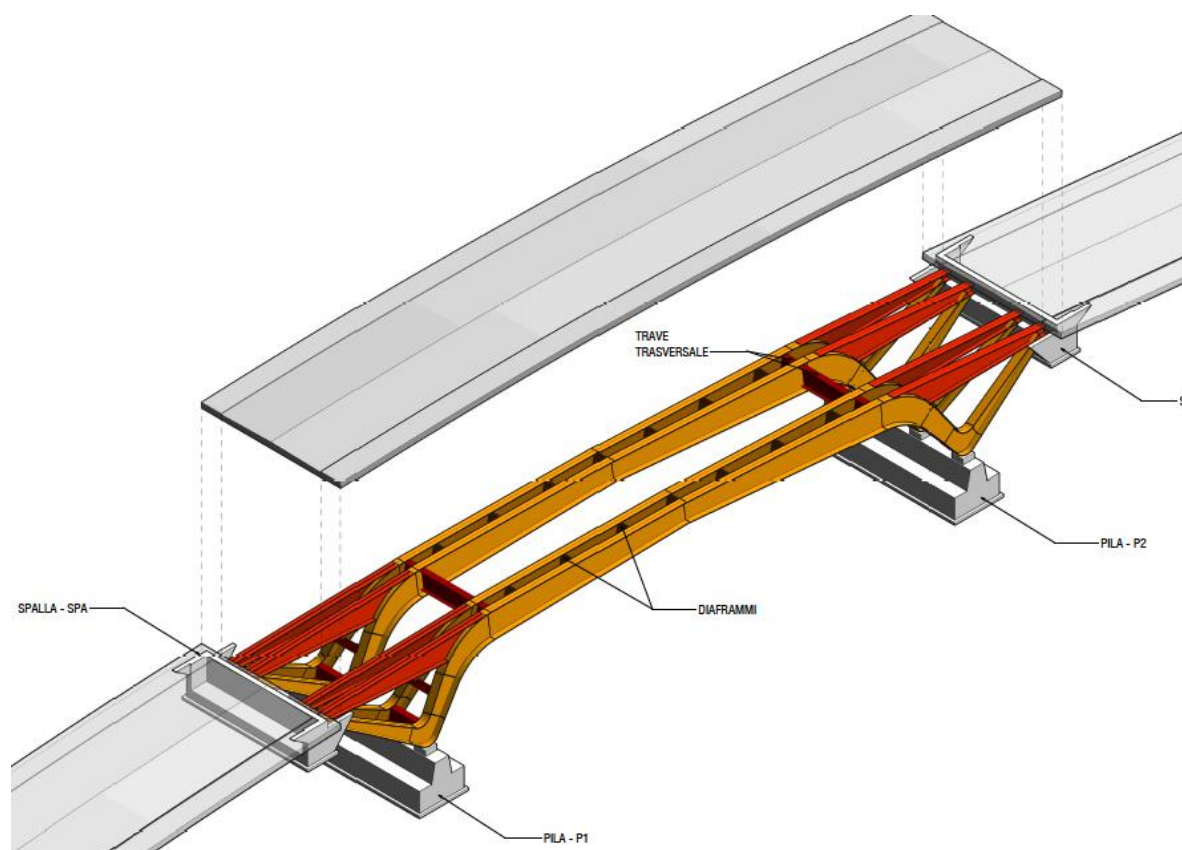


Figura 4: Schema CV08

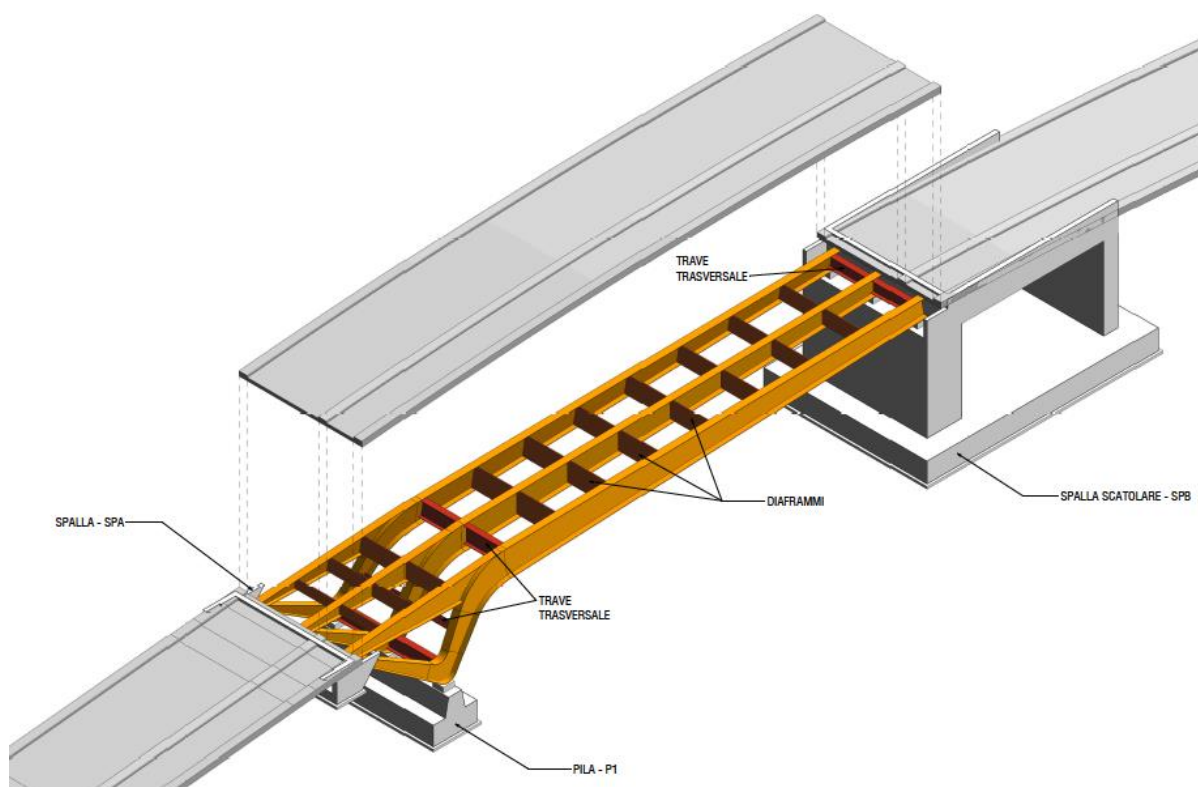


Figura 5: Schema CV09

Uno di questi Cavalcavia, il CV09 (prg.12+775-Viabilità Minore VM27-Strada Locale con pista ciclabile), rappresentato nella figura precedente, è composto da un telaio 'zoppo' con spalla di approdo costituita da una struttura scatolare in calcestruzzo armato sulla sede di una strada complanare.

Le travi metalliche principali di ciascun impalcato, a doppia T, sono parallele all'asse stradale e collaboranti con la soletta superiore di completamento in calcestruzzo armato per mezzo di connettori (pioli tipo Nelson) saldati all'estradosso delle travi. Dalle travi principali si dipartono le membrature metalliche dei cavalletti, che planimetricamente divergono verso le pile, ad eccezione del solo telaio centrale dei Cavalcavia CV06 e CV09, a tre telai, il cui andamento è sempre planimetricamente rettilineo.

L'altezza delle travi metalliche principali è variabile sia verso il centro della campata centrale che verso gli approdi sulle spalle; anche in questo caso, il CV09 costituisce una eccezione per essere dotato di un solo cavalletto e pertanto l'altezza della travata è variabile da un massimo in corrispondenza dell'attacco con l'unico cavalletto e un minimo sulla spalla di appoggio.

La geometria è generalmente caratterizzata, in prossimità delle 'spalle', da 'cavalletti' inclinati a forma 'V' e con sezione a 'I' opportunamente irrigidita. L'impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo è, dal punto di vista funzionale, assimilabile a quello di un attraversamento a tre campate, con la luce centrale, la maggiore fra le tre, in effettivo scavalco della strada da attraversare, la nuova SS.16 Adriatica nel tratto Bari-Mola, mentre le due campate di riva sono appoggiate alle estremità delle due 'V' anzidette. Tutte le tre 'campate', attraverso le due parti a 'V' scaricano sulle due pile di vincolo, ad eccezione del CV09, cui si è già accennato, costituito da sole due 'campate'.

Le travi principali sono collegate fra loro per mezzo di traversi con funzione di contrasto -per l'intero sviluppo dell'opera- allo svergolamento e alla perdita di forma. Nei cavalletti, in loro prossimità e nelle zone di vincolo, i traversi consentono anche un adeguato trasferimento delle azioni trasversali alle sottostrutture e la manutenzione mediante sollevamento.

Per la realizzazione di tutte le solette di completamento in calcestruzzo armato è previsto un getto di spessore generalmente pari a 24 cm (19 cm per i soli CV04 e CV11) su predalles prefabbricate di spessore 6 cm disposte trasversalmente all'impalcato dotate, in corrispondenza della piolatura, di fondello interrotto e traliccio passante sulle ali superiori delle travi metalliche.

Pile e spalle sono di calcestruzzo armato, per tutti gli undici cavalcavia.

Per le due 'spalle' (che non sopportano comunque carichi provenienti dall'impalcato, ma

costituiscono solo il manufatto di raccordo con il rilevato di approccio e forniscono la sede per il giunti trasversali sono previste fondazioni dirette sul rilevato di approccio, costituito da terre rinforzate trattato. Le spalle, inoltre, hanno la funzione temporanea, in fase di costruzione, di sostegno per l'impalcato e solo in fase di varo risultano collegate all'impalcato per contrastare il ribaltamento del cavalletto.

Le pile, che invece sono sede dei vincoli del cavalcavia, hanno anch'esse fondazioni dirette, e raggiungono generalmente il substrato roccioso e talvolta sono interamente incassate in uno strato di roccia più o meno compatta.

Per garantire la realizzabilità e il trasporto di questo tipo di cavalcavia, peraltro dotato anche di una geometria articolata, ciascun telaio è suddiviso in conci prefabbricati in officina e successivamente trasportati e assemblati in opera con giunzioni saldate. Gli altri Cavalcavia saranno prefabbricati a conci, specialmente quelli delle opere con andamento curvo e quindi con travi con andamento a spezzato e assemblati con giunzioni bullonate.

Tutti i cavalcavia di tipo 'Reinventata' sono vincolati alle sottostrutture con cerniere cilindriche in acciaio.

I restanti cavalcavia (CV01; CV02; CV03; CV04; CV05; CV10; CV11), come già accennato, hanno schema statico a travata pura, tutti ad una campata semplicemente appoggiata salvo il CV10, a travata continua su quattro appoggi e quindi tre campate.

L' impalcato è previsto con sistema misto acciaio-calcestruzzo, di varia lunghezza, in dipendenza dalle configurazioni sia stradali, talvolta impegnative, che altimetriche. Le condizioni altimetriche reciproche tra la sede stradale su cavalcavia e viabilità attraversata, nonché le condizioni di pendenza trasversale dell'impalcato e delle travi di bordo con intradosso più basso, in alcuni casi hanno condotto all'uso di un numero di travi maggiore a quello 'strettamente necessario' per la configurazione stradale, onde rispettare il franco minimo di 5,50 m. sulla viabilità principale sottostante.

I cavalcavia a travata sono vincolati su isolatori sismici elastomerici armati, senza nucleo di piombo, per un duplice ordine di motivi:

- ridurre la trasmissione alle spalle di tutte le sollecitazioni orizzontali in condizioni sismiche, disaccoppiando impalcato e sottostrutture, con enorme beneficio in termini di dimensionamento delle spalle,
- contenere i problemi derivanti dai molti casi, specialmente nei viadotti a più campate, di andamento planimetrico non rettilineo.

. Un ulteriore beneficio dell'utilizzo degli isolatori si rinviene nella distribuzione su entrambe le spalle, in luogo di unica spalla o pila fissa, delle sollecitazioni orizzontali longitudinali.

Le sottostrutture sono generalmente dotate di fondazione diretta, grazie alle buone caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione. Solo le spalle dei CV10 e CV11, in corrispondenza della quali la stratigrafia presenta terreni sciolti con modeste caratteristiche geotecniche, hanno fondazioni su pali trivellati di grande diametro ($d=1200\text{mm}$), ammorsati nella roccia sottostante. Le pile del CV10 hanno invece fondazione diretta.

Nelle figure seguenti si riportano gli schemi planimetrici e le sezioni tipologiche di tutte le opere.

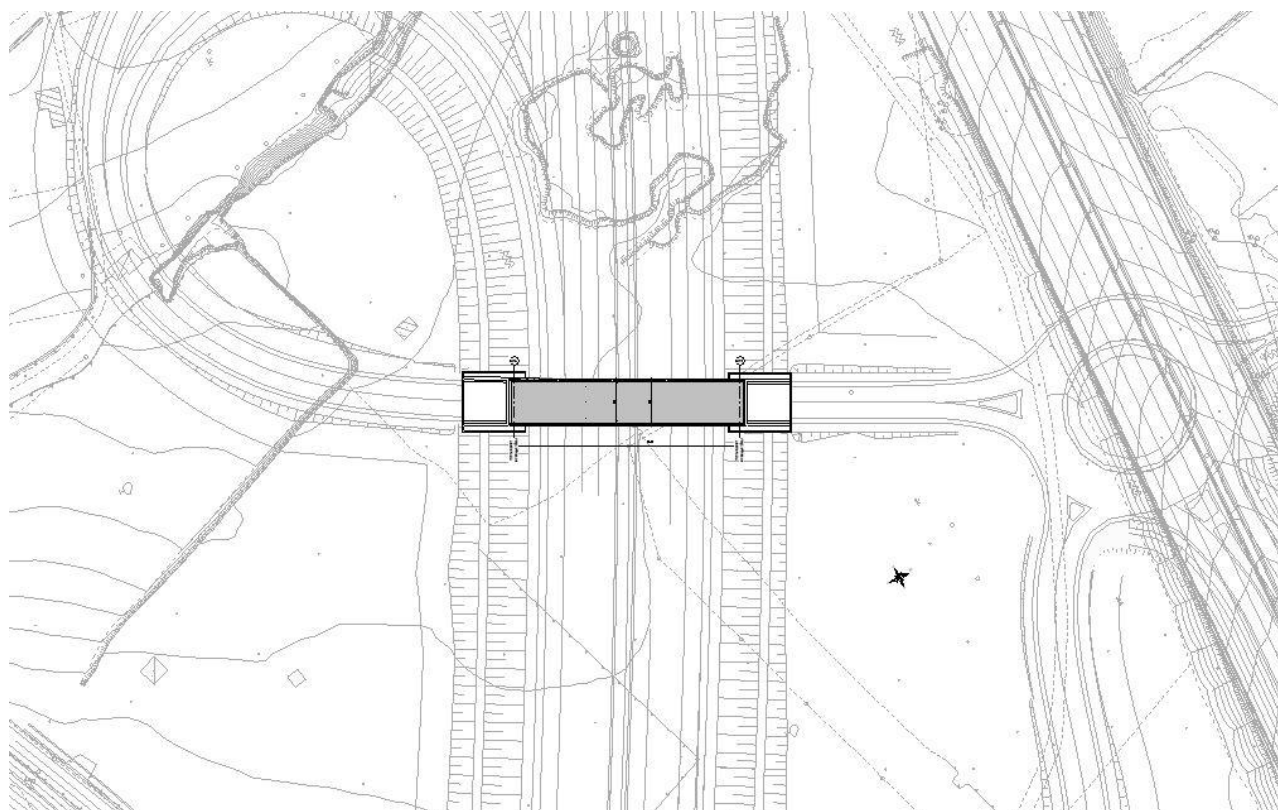


Figura 6: Planimetria CV01

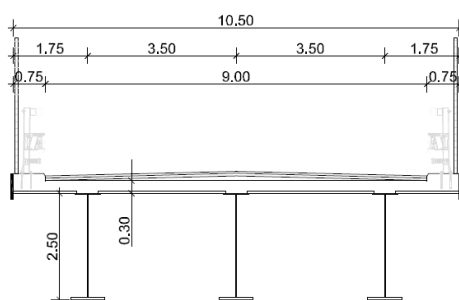


Figura 7: Sezione tipo CV01

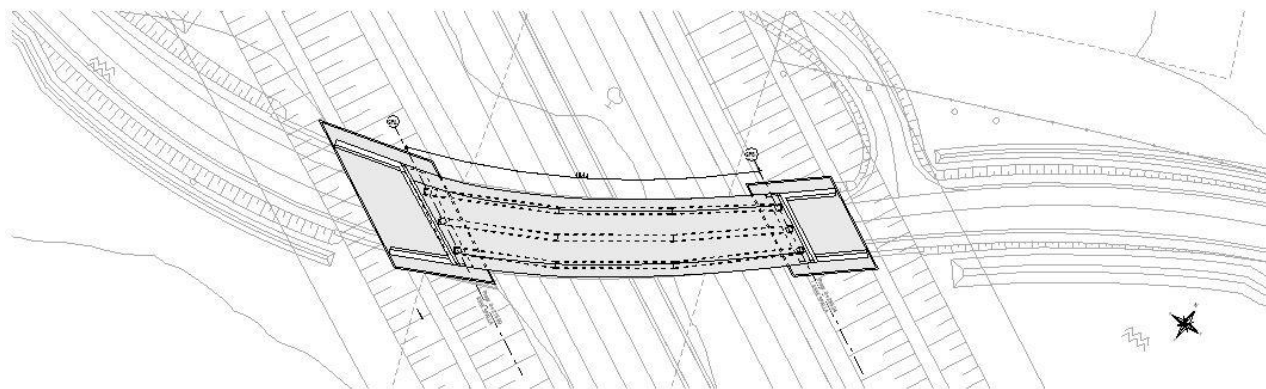


Figura 8: Planimetria CV02

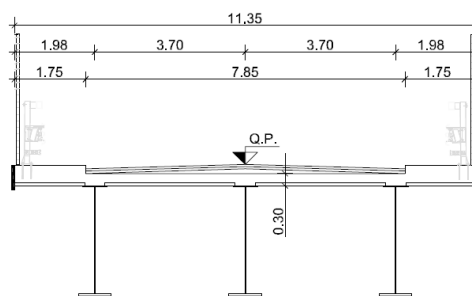


Figura 9: Sezione tipo CV02

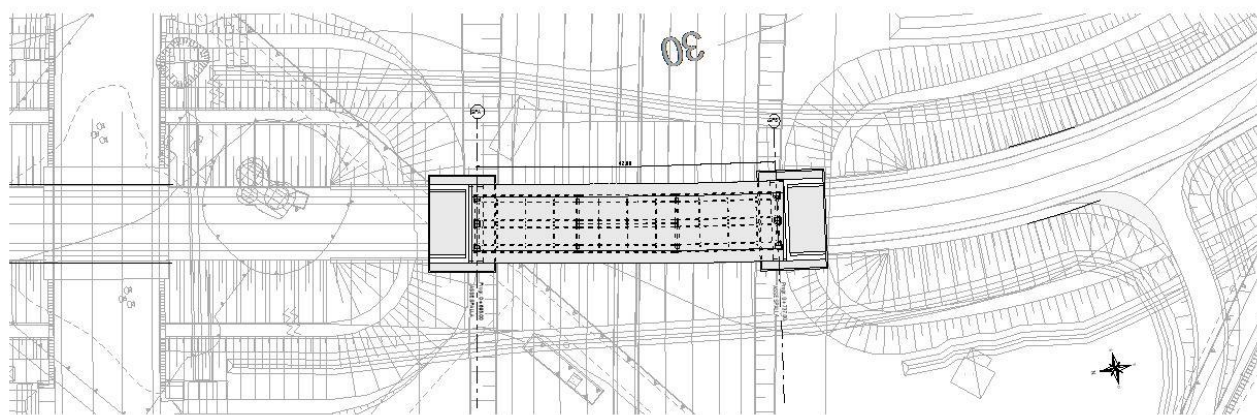


Figura 10: Planimetria CV03

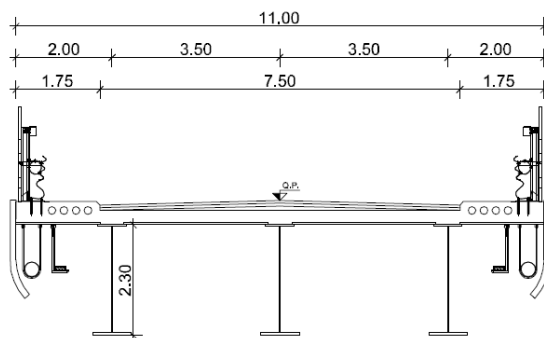


Figura 11: Sezione tipo CV03

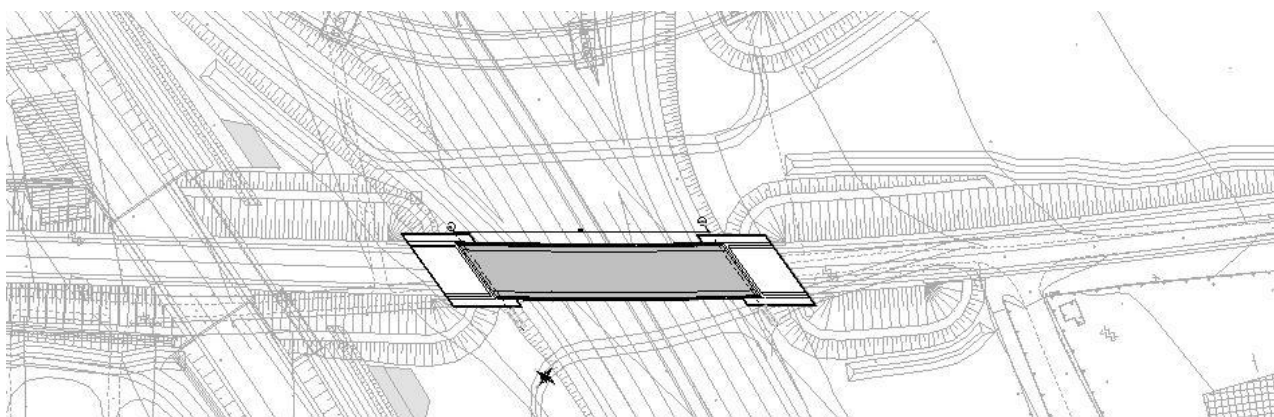


Figura 12: Planimetria CV04

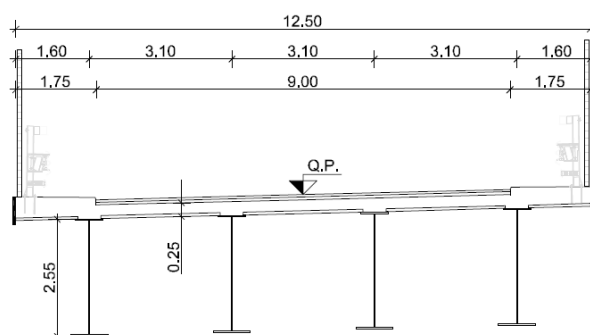


Figura 13: Sezione tipo CV04

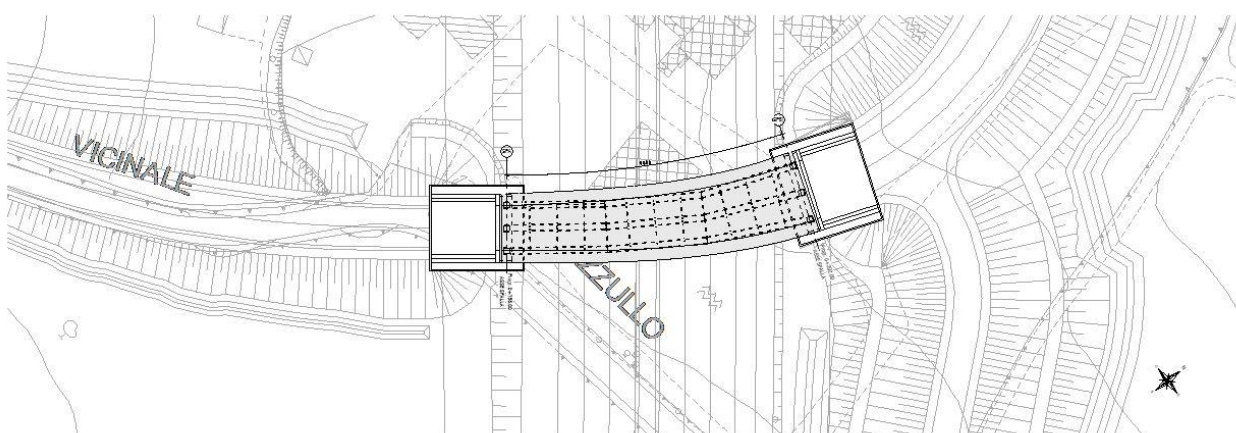


Figura 14: Planimetria CV05

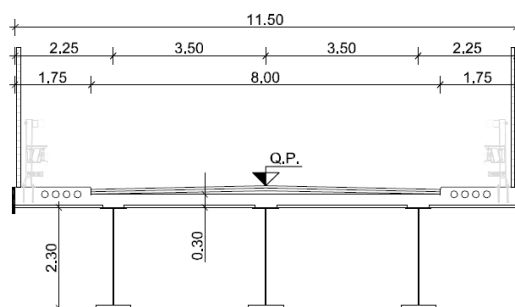


Figura 15: Sezione tipo CV05

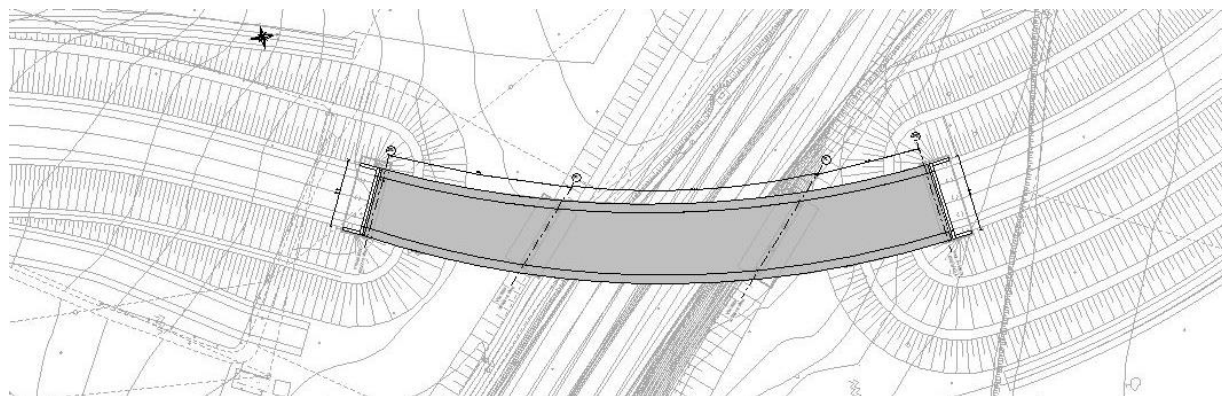


Figura 16: Planimetria CV10

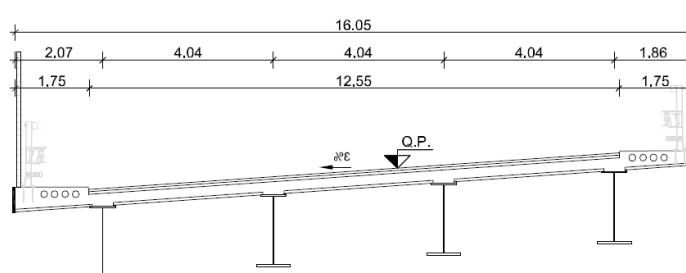


Figura 17: Sezione tipo CV10

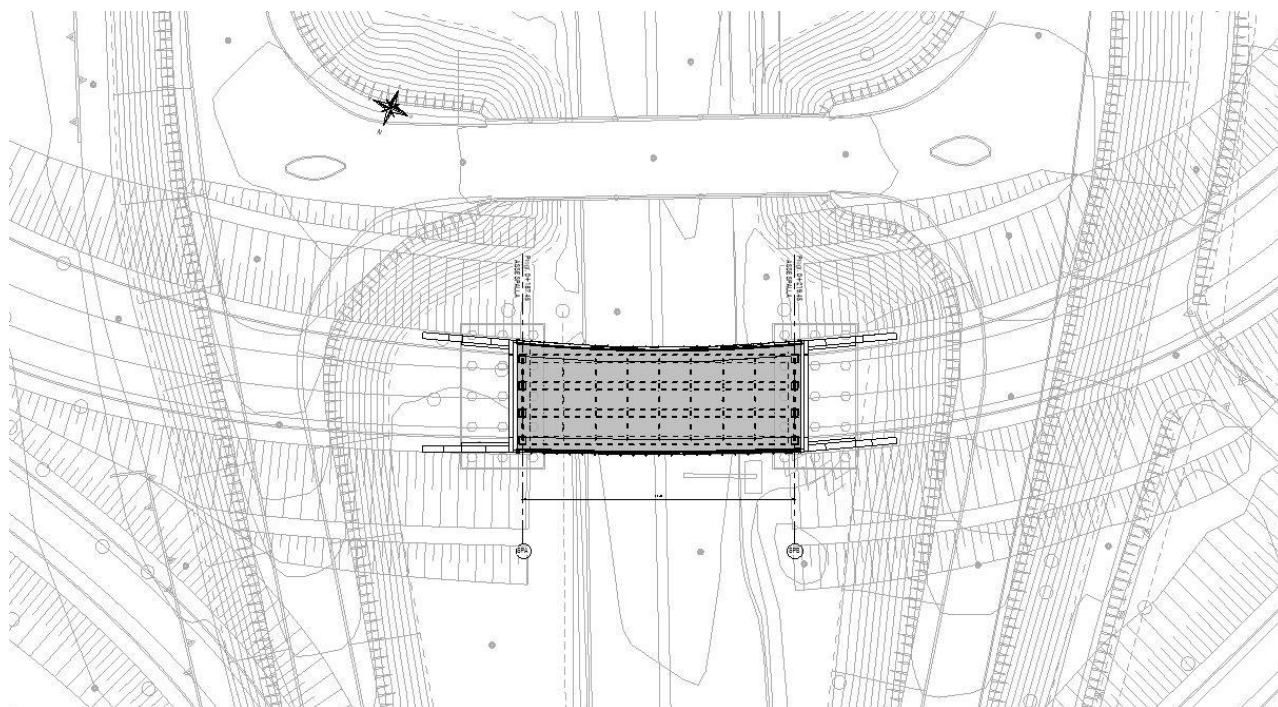


Figura 18: Planimetria CV11

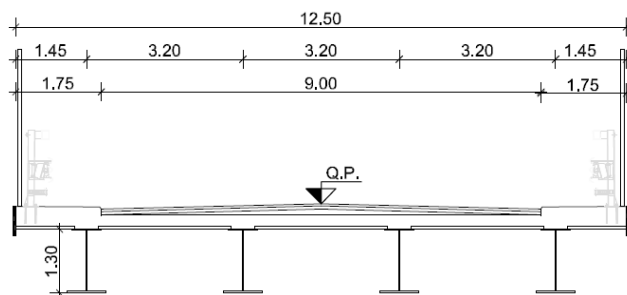


Figura 19: Sezione tipo CV11

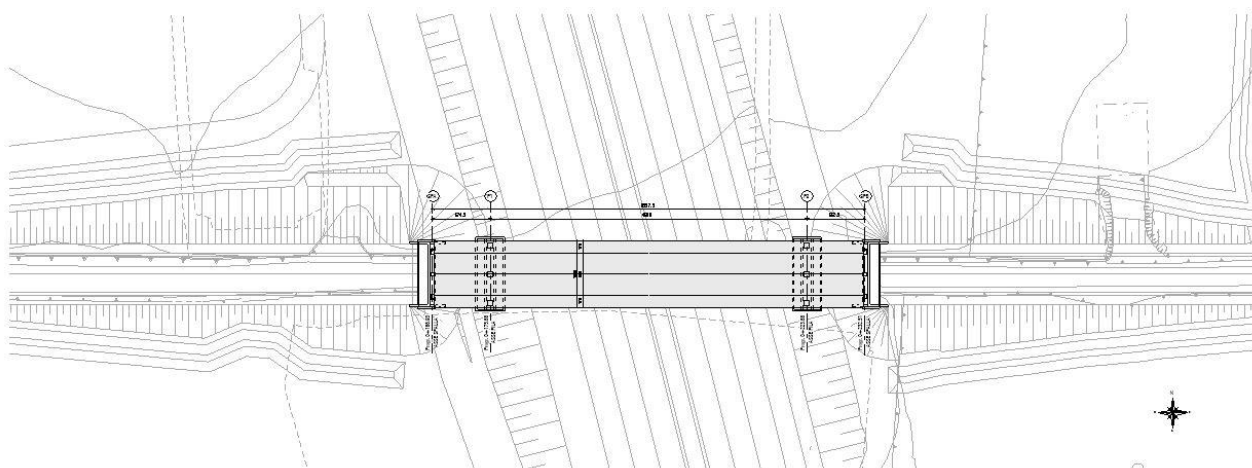


Figura 20: Planimetria CV06

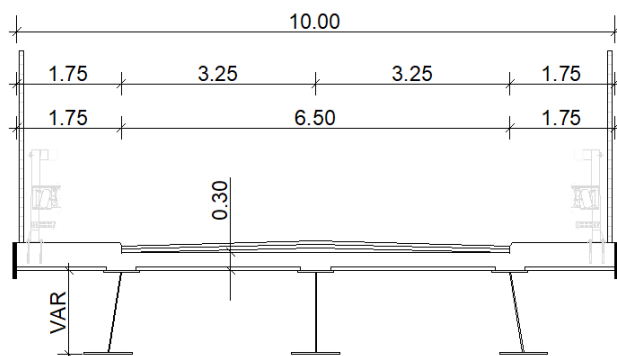


Figura 21: Sezione tipo CV06

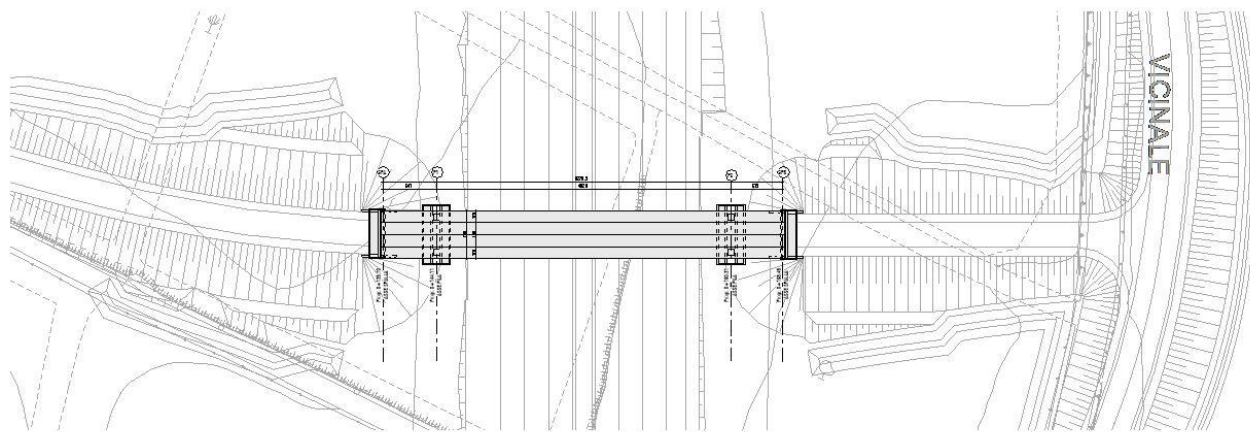


Figura 22: Planimetria CV07

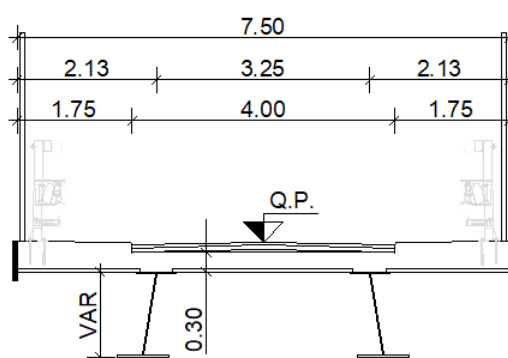


Figura 23: Sezione tipo CV07

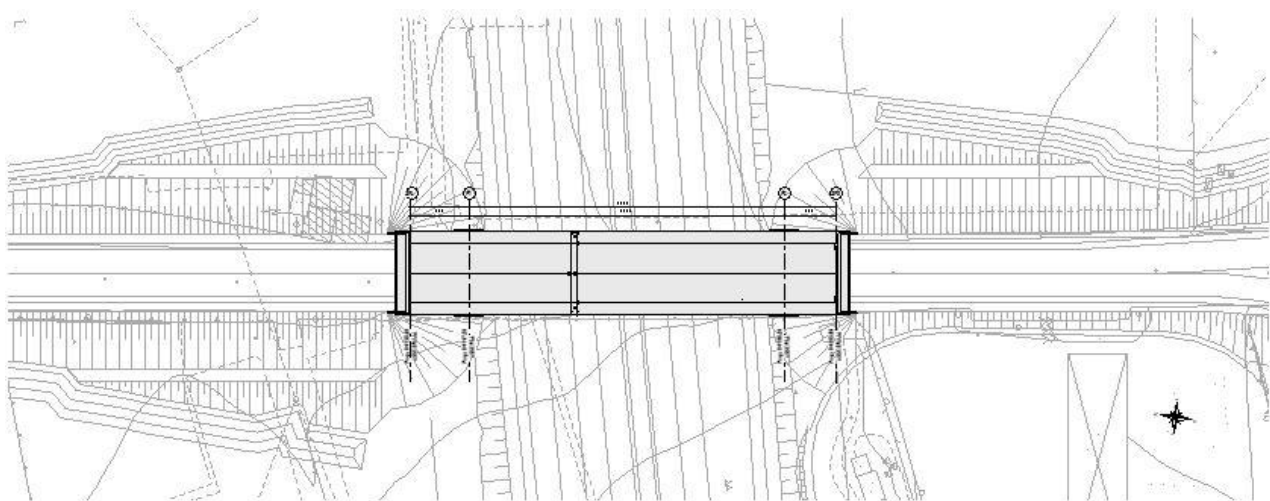


Figura 24: Planimetria CV08

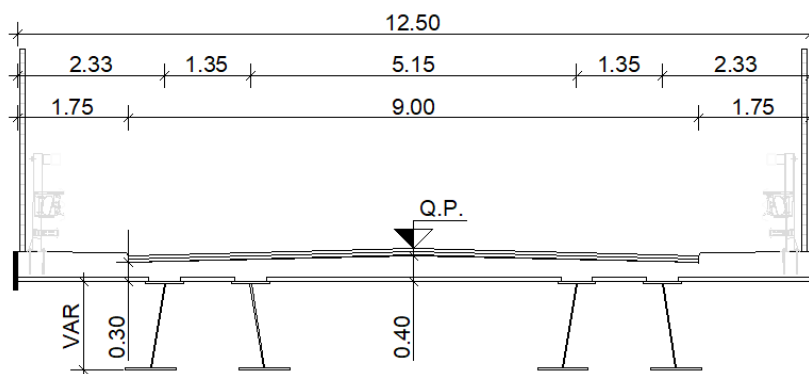


Figura 25: Sezione tipo CV08

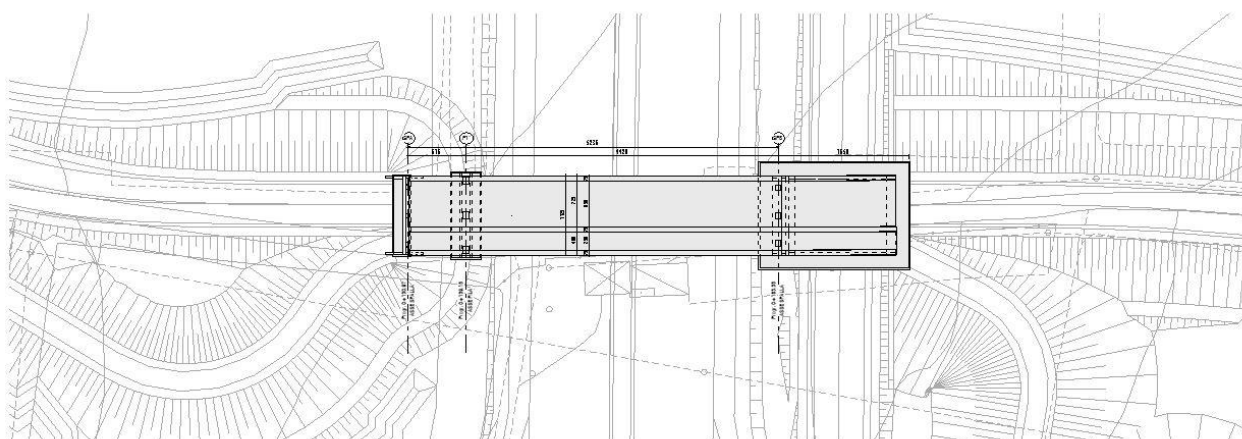


Figura 26: Planimetria CV09

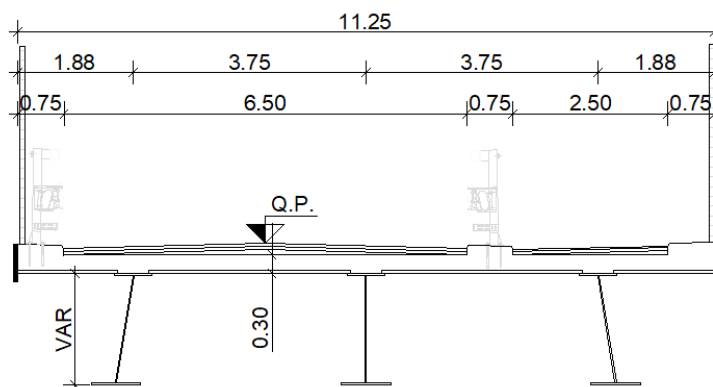


Figura 27: Sezione tipo CV09

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli statici vengono redatti in ottemperanza alla vigente normativa con particolare riferimento alle seguenti:

- ❖ Legge 05.11.1971, n. 1086:
Norme per la Disciplina delle Opere in Conglomerato cementizio Armato, Normale e Precompresso ed a Struttura Metallica;
- ❖ LEGGE 02.02.1974 n. 64:
Provvedimenti per le Costruzioni con particolari Prescrizioni per le Zone Sismiche;
- ❖ D.M. 17.01.2018:
Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ❖ Circolare 21.01.2019 n. 7/CSLLPP
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018;
- ❖ UNI EN 1991-1-5:2004 - EC 1: Azioni sulle strutture Parte 1-5 Azioni in generale – Azioni termiche
- ❖ UNI EN 1993-1-1:2014 - EC 3: Progettazione delle Strutture in Acciaio Parte 1-1 Regole generali e Regole per gli Edifici
- ❖ UNI EN 1993-1-5:2017 - EC 3: Progettazione delle Strutture in Acciaio Parte 1-5 Elementi Strutturali a Lastra
- ❖ UNI EN 1993-1-8:2005 - EC 3: Progettazione delle Strutture in Acciaio Parte 1-8 Progettazione dei Collegamenti
- ❖ UNI EN 1993-1-9:2005 - EC 3: Progettazione delle Strutture in Acciaio Parte 1-9 Fatica
- ❖ UNI EN 1993-2:2007 - EC 3: Progettazione delle Strutture in Acciaio Parte 2 Ponti di Acciaio
- ❖ UNI EN 1994-1-1:2005 - EC 4: Progettazione delle Strutture Composte Acciaio Calcestruzzo Parte 1-1 Regole generali e Regole per gli Edifici
- ❖ UNI EN 1994-2:2006 - EC 4: Progettazione delle Strutture Composte Acciaio-Calcestruzzo Parte 2 Regole Generali e Regole per i Ponti
- ❖ UNI EN 1992-1-1:2015 - EC 2: Progettazione delle Strutture in Calcestruzzo Parte 1-1 Regole generali e Regole per gli Edifici
- ❖ UNI EN 1992-2:2006 - EC 2: Progettazione delle Strutture in Calcestruzzo Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi (per quanto applicabile)

3 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di una variante alla SS 16 del tratto sotteso tra il km 802 al km 821 circa della SS16, con adozione della sezione stradale B del D.M. 5.11.2001. L'intervento si sviluppa nei comuni di Bari, Mola di Bari, Noicattaro e Triggiano, totalmente in provincia di Bari. L'intervento presenta una lunghezza complessiva pari a 19.600 m, ed è realizzato completamente in variante all'asse esistente.

Il tracciato, alla progressiva 803+800 si sviluppa in direzione sud con una curva di raggio 1000 m seguita da un'ampia controcurva di raggio 1600m che permette di allinearsi al corridoio definito a nord dall'area produttiva-commerciale e a sud dalla linea ferrovia FSE che prima affianca e poi interseca alla pk 2+500.

Altimetricamente il tracciato lasciata la sede esistente si abbassa in trincea in modo tale da garantire la continuità delle viabilità locali che sono a raso per poi passare velocemente in rilevato in corrispondenza dell'incisione della lama Valenzano, che sovrappassa in viadotto, ed infine con una galleria artificiale sottopassare la SS100. Il tracciato risale poi con una pendenza del 2% per superare in viadotto prima la linea ferroviaria FSE precedentemente individuata e poi una successiva posta 150m più a est.

In corrispondenza della pk 3+000 il tracciato curva verso destra con un ampio raggio ($r= 1200m$) che gli consente circa 1km dopo di porsi in adiacenza al futuro tracciato ferroviario. Nel tratto in affiancamento il tracciato ha una livelletta unica discendente di pendenza pari allo 0.59%, che sostanzialmente ricalca quella ferroviaria in modo da garantire la risoluzione delle infrastrutture interferite sia esse di natura viabilistica che idraulica.

Prima di superare in viadotto l'incisione della lama S.Giorgio il tracciato si abbassa progressivamente di quota (livelletta con pendenza pari all'1,68%) e sottopassa con una galleria artificiale la SP 60.

Al termine della galleria, pk 6+900 il tracciato devia verso sud con una ampia curva di raggio 1800m, in rettilineo costeggia (circa 1km ad ovest) l'abitato di Triggiano e poi con una curva di sinistra di raggio 1600m assume una giacitura est-ovest superando il paese circa 1,5 km a sud.

Con un ampio flesso costituito da una curva a sinistra e una a destra (raggi 7500m e 4000m) il tracciato si sposta verso nord e si avvicina al tracciato della SS 16 esistente al quale si connette tramite una successione di rettilineo curva e rettilineo che gli consentono il corretto allineamento

Nel complesso il tracciato presenta le seguenti caratteristiche.

le caratteristiche geometriche principali del tracciato sono le seguenti

pendenza longitudinale massima	raggio altimetrico minimo		raggio planimetrico minimo	raggio planimetrico massimo	lunghezza massima rettilineo
	concavo	convesso			
%	m	m	m	m	m
2,45	5200	10000	1000	7500	1653,03

Mentre le principali opere d'arte sono le seguenti

GALLERIE ARTIFICIALI			
	pk inizio	pk fine	Lunghezza (m)
Galleria artificiale GA01	1+180	1+275	95
Galleria artificiale GA02	2+024,74	2+080,74	56
Galleria artificiale GA03	6+560	6+900	340
Galleria artificiale GA05	2+471,17	2+509,57	38,4

VIADOTTI			
	pk inizio	pk fine	Lunghezza (m)
Viadotto VI01	1+801,22	1+916,44	115,22
Viadotto VI02	2+556,86	3+214,62	657,76
Viadotto VI04	7+092,70	7+184,70	92
Viadotto VI05	12+528	12+600	72

Nell'ambito dell'intervento, sono presenti i seguenti svincoli.

Lungo la variante sono previsti n°7 svincoli ed in particolare:

1. Svincolo "**Cittadella della Giustizia**" in corrispondenza delle vie Lagravinese e Vassallo;
2. "**Interconnessione con SS100**" zona "Mungivacca";
3. Svincolo "**Caldarola**" di raccordo fra il tracciato in progetto la via Caldarola;
4. Svincolo di "**Triggiano**", in corrispondenza della provinciale SP60 Triggiano-Torre a Mare (San Giorgio);
5. Svincolo di "**Noicattaro**" in corrispondenza della provinciale SP57 Noicattaro-Torre a Mare;
6. Svincolo di "**Mola di Bari**" in corrispondenza innesto asse di progetto nella variante di Mola di Bari con la contestuale realizzazione della connessione con l'attuale SS16;
7. nuova rampa di ingresso in corrispondenza dell'attuale connessione tra la SS16 e la litoranea in località Mola di Bari est;

Oltre ai sopracitati sono previsti altri interventi di nuova realizzazione o di riqualifica di tratti esistenti volti alla razionalizzazione delle viabilità locali limitrofe all'intervento in progetto al fine di rendere questo maggiormente fruibile.

Questi sono:

- Nuovo svincolo "**Ortomercato**";
- Riqualificazione SS16 esistente nel tratto compreso tra le vie Lagravinese (a servizio della futura cittadella della giustizia) e la via Giovanni Amendola (prosecuzione della SS100 in penetrazione verso il centro di Bari);
- Riqualificazione tratto sud della strada del Crocefisso e della viabilità locale connessa in corrispondenza dell'area a sud-ovest dell'IKEA;
- Adeguamento viabilità di PRG in corrispondenza della circonvallazione nord dell'abitato di Triggiano;

- Nuova complanare di collegamento tra la strada comunale Masserola e la Sp57 con connessione in corrispondenza del nuovo svincolo di Noicattaro;
- Adeguamento in sede della viabilità locale con giacitura nord-sud in comune di Mola di Bari fino alla SP117 per un'estensione complessiva di 3 km;

Completano l'intervento dal punto di vista viabilistico il ripristino della continuità di tutte le viabilità locali interessate dagli interventi sopraesposti.

Tali ripristini possono essere così riassunti:

- Viabilità di sovrappasso della viabilità in progetto;
- Viabilità di sottopasso della viabilità in progetto;
- Viabilità a raso ai margini dell'asse principale con la funzione di riammagliamento delle viabilità di cui ai punti precedenti.

Il principio cui si è fatto riferimento nella definizione del nuovo assetto della viabilità minore interferita è quello di garantire un punto di attraversamento ogni 500m garantendo, all'interno della moltitudine di viabilità individuate, la continuità di quelle di maggior rilevanza e quindi in linea di principio di tutte quelle viabilità attualmente pavimentate. Per queste viabilità si è prevista l'adozione di strade di tipo C1, C2 e F1.

4 MATERIALI

Le caratteristiche di resistenza dei materiali, espresse in N/mmq, e utilizzate nelle verifiche, sono riportate di seguito.

4.1 Calcestruzzo

Classi di resistenza:

- CLS magro e getto di livellamento C12/15
- CLS per opere di fondazione (pali di fondazione e plinti) C25/30
- CLS per elevazione spalle C28/35
- CLS per elevazione pile C32/40
- CLS per soletta impalcato in c.a. gettata in opera C32/40
- CLS per predalles collaboranti con la soletta C40/50

Verifiche allo SLU

$\gamma_c = 1,5$	coefficiente di sicurezza cls
$E = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3}$	Modulo elastico
R_{ck}	Resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Resistenza cilindrica media a compressione
$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$	Resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctm} = 0,3 \times (f_{ck})^{2/3}$	Resistenza media a trazione assiale (semplice) ($\leq C50/60$)
$f_{ctK} = 0,7 \times f_{ctm}$	Resistenza caratteristica a trazione assiale (semplice) corrispondente al frattile 5%
$f_{cfm} = 1,2 \times f_{ctm}$	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{cfK} = 0,7 \times f_{cfm}$	Resistenza caratteristica trazione per flessione

classi di resistenza	Rck MPa	E MPa	fck MPa	fcd MPa	fcm MPa	fctm MPa	fctk MPa	fctd MPa	fcfm MPa	fcfK MPa
C25/30	30	31476	25.00	14.17	33.00	2.56	1.80	1.20	3.08	2.15
C28/35	35	32308	28.00	15.87	36.00	2.77	1.94	1.29	3.32	2.32
C32/40	40	33346	32.00	18.13	40.00	3.02	2.12	1.41	3.63	2.54
C40/50	50	35220	40.00	22.67	48.00	3.51	2.46	1.64	4.21	2.95

Verifiche allo SLE

Classi di esposizione:

- CLS per opere di fondazione (pali di fondazione e plinti) XC2
- CLS per elevazione spalle XC2
- CLS per elevazione pile XC4 + XD1
- CLS per soletta impalcato in c.a. gettata in opera XC3 + XD1
- CLS per predalles collaboranti con la soletta XC3 + XD1

Copriferro su barre B450C (mm):

- CLS per opere di fondazione (pali di fondazione) 75
- CLS per opere di fondazione (plinti) 45
- CLS per elevazione spalle 35
- CLS per elevazione pile 35
- CLS per soletta impalcato in c.a. gettata in opera 35
- CLS per predalles collaboranti con la soletta 25

Verifica a Fessurazione opere di fondazione (pali di fondazione e plinti) ed elevazione spalle:

ambiente ordinario	QP	→ $W_k \leq 0.3\text{mm}$
	FR	→ $W_k \leq 0.4\text{mm}$

Verifica a Fessurazione elevazione pile, soletta impalcato in c.a. gettata in opera e predalles collaboranti con la soletta:

ambiente aggressivo	QP	→ $W_k \leq 0.2\text{mm}$
	FR	→ $W_k \leq 0.3\text{mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio:

La tensione massima del calcestruzzo deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_{cj} \leq 0.60 f_{ckj}$	(combinazione rara)
$\sigma_{cj} \leq 0.45 f_{ckj}$	(combinazione quasi permanente)

4.2 Acciaio in barre

Acciaio ordinario per calcestruzzo armato tipo B450C

Verifiche allo SLU

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza
$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$	Resistenza di calcolo

Verifiche allo SLE

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 315.0 \text{ MPa}$	(combinazione rara)
---	---------------------

4.3 Acciaio per carpenteria metallica

La carpenteria metallica sarà realizzata in Acciaio del tipo autoprotetto aventi le seguenti caratteristiche di resistenza in funzione degli spessori delle lamiere:

Acciaio da carpenteria metallica tipo S355J0W

$E_s = 210000$ MPa Modulo elastico
 $\nu = 0.3$ coefficiente di Poisson
 $G = 80769$ MPa Modulo di Taglio

Coefficienti di sicurezza SLU

$\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per resistenza
 $\gamma_{M1} = 1.10$ coefficiente di sicurezza all'instabilità delle membrature di ponti
 $\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di sicurezza per frattura
 $\gamma_{Mf} = 1.35$ coefficiente di sicurezza per fatica
 $\eta = 1.10$ coefficiente di sicurezza per taglio

- Per spessori $t \leq 40$ mm

$f_{yk} = 355$ MPa tensione caratteristica di snervamento
 $f_{tk} = 510$ MPa tensione caratteristica di rottura
 $f_{yd} = 338.1$ MPa resistenza di calcolo SLU
 $f_{yd} = 322.7$ MPa resistenza instabilità SLU
 $\tau_{rd} = 195.2$ MPa resistenza di calcolo SLU

- Per spessori $t > 40$ mm

$f_{yk} = 335$ MPa tensione caratteristica di snervamento
 $f_{tk} = 470$ MPa tensione caratteristica di rottura
 $f_{yd} = 319.0$ MPa resistenza di calcolo SLU
 $f_{yd} = 304.5$ MPa resistenza instabilità SLU
 $\tau_{rd} = 184.2$ MPa resistenza di calcolo SLU

4.4 Bulloneria

Bulloni a taglio, assieme vite, dado, rondelle conformi a UNI EN 15048-1, UNI EN ISO 4016-2002

viti classe 10.9 UNI EN ISO 898-1:2013
dadi classe 10 UNI EN ISO 898-2:2012
 $f_{yb} = 900.0$ MPa resistenza caratteristica allo snervamento
 $f_{ub} = 1000.0$ MPa resistenza caratteristica alla rottura
 $\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di resistenza a taglio dei bulloni e rifollamento della lamiera
 $\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di resistenza dei coprigiunti d'anima

4.5 Connettori

Connettori: pioli tipo 'Nelson' $\varnothing 19$ h=175mm
acciaio S235J2+C450 ST37/3K

$f_{yb} = 350 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica allo snervamento
$f_{tb} = 450 \text{ MPa}$	resistenza a trazione
$\gamma_{M2} = 1.25$	coefficiente di resistenza
$f_{yd} = 280.0 \text{ Mpa}$	resistenza di calcolo SLU

4.6 Saldature

Per le opere interamente in carpenteria metallica (CV06-CV07-CV08-CV09) tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci dei telai portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle da eseguire in cantiere, saranno di **tipo saldato a completa penetrazione di 1° classe**.

I procedimenti di saldatura, i materiali di apporto e i controlli dovranno essere conformi a quanto stabilito dal DM 17/01/2018 ed in particolare al par. 11.3.4.5.

- Per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M2} = 1.25$	coefficiente di resistenza
$\beta = 0.9$	coefficiente di resistenza
$f_{vw,d} = 261.7 \text{ MPa}$	resistenza a taglio di calcolo SLU

- Per spessori $t > 40 \text{ mm}$

$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 470 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M2} = 1.25$	coefficiente di resistenza
$\beta = 0.9$	coefficiente di resistenza
$f_{vw,d} = 241.2 \text{ MPa}$	resistenza a taglio di calcolo SLU

5 FASI DI COSTRUZIONE E DI CALCOLO

Le fasi costruttive vengono seguite nel loro evolversi attraverso la definizione dei carichi di volta in volta agenti sulla struttura e delle relative sezioni resistenti composte in funzione del coefficiente di omogeneizzazione della soletta in calcestruzzo.

Trattandosi infatti, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema misto acciaio-clc le azioni agenti sono suddivise in tre macro fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di clc della soletta e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche geometrico-statiche delle sezioni di impalcato.

In particolare, vengono individuate le seguenti fasi fondamentali:

❖ Fase 1:

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

❖ Fase 2a:

considera i successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere ecc.) ai quali corrisponde una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo a lungo termine ($n_{L,2a}$).

❖ Fase 2b:

si considerano gli effetti del ritiro del calcestruzzo ed il corrispondente valore del modulo elastico a lungo termine ($n_{L,2b}$), la sezione resistente è mista acciaio-calcestruzzo. In particolare, gli effetti del ritiro sull'intera struttura del viadotto sono tradotti con un'azione di compressione accompagnata dal relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista ed applicate all'estremità della struttura.

❖ Fase 3:

considera i carichi accidentali di breve durata (azioni variabili da traffico, variazioni termiche, frenatura, vento, sisma). Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio - calcestruzzo sono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali (n_0). Particolare attenzione è rivolta alla determinazione delle lunghezze delle stese di carico per ottenere in ciascuna sezione la condizione di massimo valore delle sollecitazioni.

6 LARGHEZZE EFFICACI

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

dove:

b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori più esterni

$b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (cfr Fig. 4.3.1)

L_e è la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti

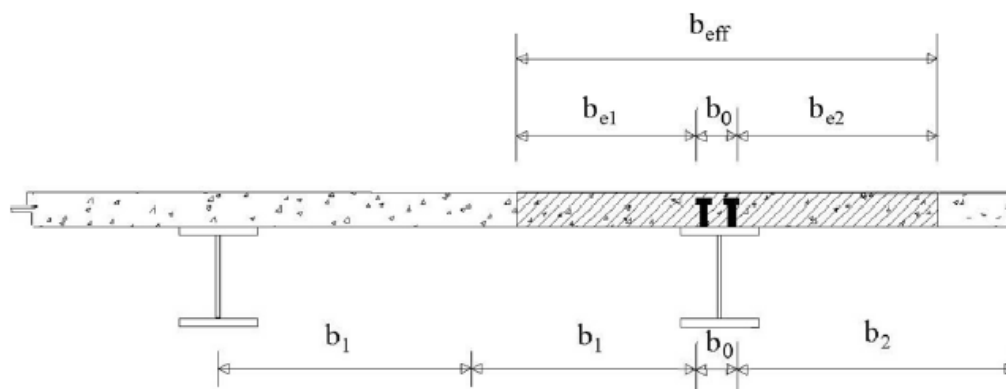


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

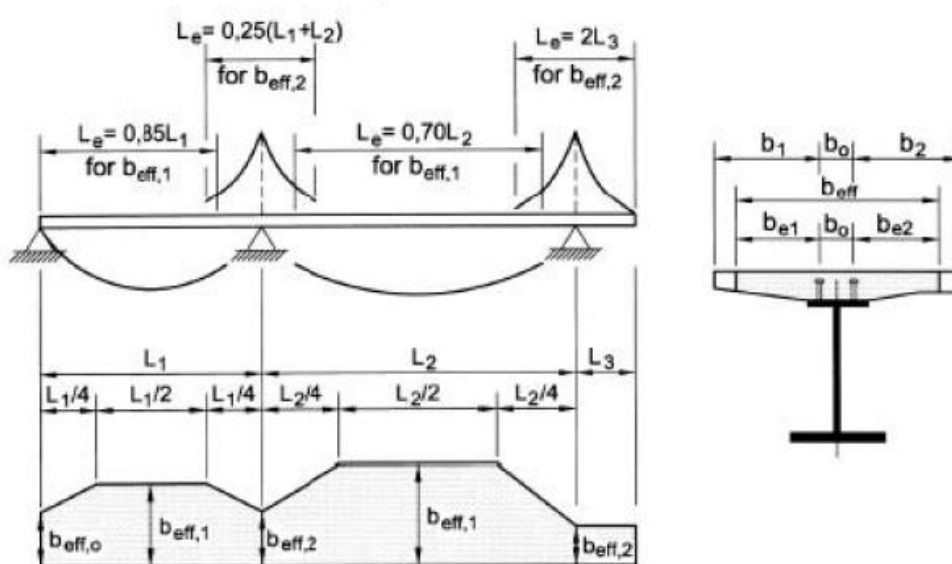


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

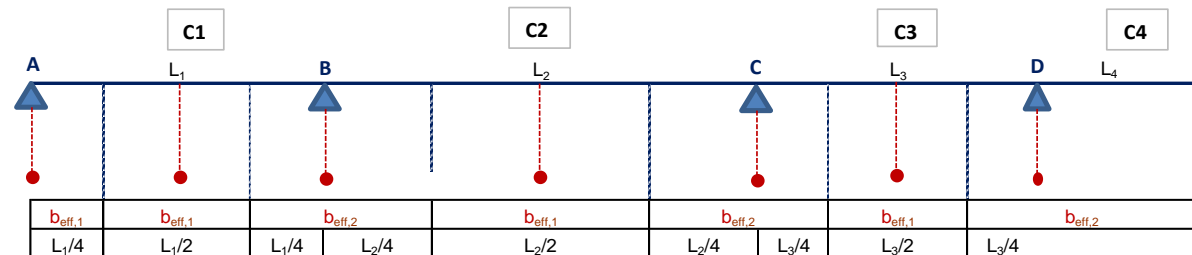
Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$$

dove:

$$\beta_1 = (0.55 + 0.025 \cdot (L_e/b_{ei})) \leq 1.0$$

Di seguito si esplicitano il calcolo delle larghezze efficaci per le travi di impalcato di ogni opera. I nomi utilizzati per indicare le diverse posizioni di appoggio e campata considerate, sono rappresentati nella figura sottostante e sono quelli utilizzati per ciascuna opera.



6.1 Opere a telaio

6.1.1 CV06

Di seguito si esplicita il calcolo delle larghezze efficaci per le travi di impalcato:

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]		
$L_1 =$	1,280.0 cm	Lunghezza campata di riva C1
$L_2 =$	4,000.0 cm	Lunghezza campata interna C2
$L_3 =$	1,280.0 cm	Lunghezza campata di riva C3
$L_4 =$	0.0 cm	Lunghezza sbalzo
$b_0 =$	45.0 cm	distanza tra gli assi dei connettori

TRAVE SBALZO	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	175.00	162.50	1088.00	136.00	136.00	0.75	0.75	249.00
Mezzeria campata C1	175.00	162.50	1088.00	136.00	136.00	-	-	317.00
Appoggio in B (continuità o estremità)	175.00	162.50	1320.00	152.50	140.00	-	-	337.50
Mezzeria campata C2	175.00	162.50	2800.00	152.50	140.00	-	-	337.50
Appoggio in C (continuità o estremità)	175.00	162.50	1320.00	152.50	140.00	-	-	337.50
Mezzeria campata C3	175.00	162.50	1088.00	136.00	136.00	-	-	317.00
Appoggio di estremità' D	175.00	162.50	1088.00	136.00	136.00	0.75	0.75	249.00
Appoggio con sbalzo	175.00	162.50	0.00	0.00	0.00	-	-	-

TRAVE INTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	162.50	162.50	1088.00	136.00	136.00	0.75	0.75	249.00
Mezzeria campata C1	162.50	162.50	1088.00	136.00	136.00	-	-	317.00
Appoggio in B (continuità o estremità)	162.50	162.50	1320.00	140.00	140.00	-	-	325.00
Mezzeria campata C2	162.50	162.50	2800.00	140.00	140.00	-	-	325.00
Appoggio in C (continuità o estremità)	162.50	162.50	1320.00	140.00	140.00	-	-	325.00
Mezzeria campata C3	162.50	162.50	1088.00	136.00	136.00	-	-	317.00
Appoggio di estremità' D	162.50	162.50	1088.00	136.00	136.00	0.75	0.75	249.00
Appoggio con sbalzo	162.50	162.50	0.00	0.00	0.00	-	-	45.00

A		C1		B		C2		C		C3		D		C4	
		$L_1 = 12.8m$				$L_2 = 40m$				$L_3 = 12.8m$				$L_4 = 0m$	
$b_{eff,0} = 2.49$		$b_{eff,1} = 3.17$		$b_{eff,2} = 3.38$		$b_{eff,1} = 3.38$		$b_{eff,2} = 3.38$		$b_{eff,1} = 3.17$		$b_{eff,2} = 2.49$			
3.2m		6.4m		3.2m		10m		20m		10m		3.2m		6.4m	
$L_1/4$		$L_1/2$		$L_1/4$		$L_2/4$		$L_2/2$		$L_2/4$		$L_3/4$		$L_3/2$	
TRAVE ESTERNA															

Nei modelli di calcolo di Fase 2 e 3 si considera per ogni trave la larghezza collaborante calcolata in mezzeria di ciascuna campata.

In particolare:

travi di bordo:

campata 1 (di bordo)	$b_{eff} = 317.0$ cm
campata 2 (centrale)	$b_{eff} = 337.5$ cm
campata 3 (di bordo)	$b_{eff} = 317.0$ cm

travi centrale:

campata 1 (di bordo)	$b_{eff} = 317.0$ cm
campata 2 (centrale)	$b_{eff} = 325.0$ cm
campata 3 (di bordo)	$b_{eff} = 317.0$ cm

6.2 Opere con impalcato ad una campata

6.2.1 CV01

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]								
$L_1 =$	<u>5.000.0</u> cm				Lunghezza campata di riva C1			
$b_0 =$	45.0 cm				distanza tra gli assi dei connettori			
TRAVE ESTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	175.00	175.00	5000.00	152.50	152.50	1.00	1.00	350.00
Mezzeria campata C1	175.00	175.00	5000.00	152.50	152.50	-	-	350.00

6.2.2 CV02

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]								
$L_1 =$	<u>5 000.0</u> cm				Lunghezza campata di riva C1			
$b_0 =$	45.0 cm				distanza tra gli assi dei connettori			
TRAVE ESTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	198.00	185.00	5000.00	175.50	162.50	1.00	1.00	383.00
Mezzeria campata C1	198.00	185.00	5000.00	175.50	162.50	-	-	383.00

6.2.3 CV03

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]								
$L_1 =$	<u>4 200.0</u> cm				Lunghezza campata di riva C1			
$b_0 =$	45.0 cm				distanza tra gli assi dei connettori			
TRAVE ESTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	217.00	175.00	4200.00	194.50	152.50	1.00	1.00	392.00
Mezzeria campata C1	217.00	175.00	4200.00	194.50	152.50	-	-	392.00

6.2.4 CV04

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]								
$L_1=$	<u>5 660.0</u> cm		Lunghezza campata di riva C1					
$b_0=$	<u>45.0</u> cm		distanza tra gli assi dei connettori					
TRAVE ESTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	160.00	155.00	5660.00	137.50	132.50	1.00	1.00	315.00
Mezzeria campata C1	160.00	155.00	5660.00	137.50	132.50	-	-	315.00

6.2.5 CV05

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]								
$L_1=$	<u>4 400.0</u> cm		Lunghezza campata di riva C1					
$b_0=$	<u>45.0</u> cm		distanza tra gli assi dei connettori					
TRAVE ESTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	165.00	167.50	4400.00	142.50	145.00	1.00	1.00	332.50
Mezzeria campata C1	165.00	167.50	4400.00	142.50	145.00	-	-	332.50

6.2.6 CV11

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]								
$L_1=$	<u>3 200.0</u> cm		Lunghezza campata di riva C1					
$b_0=$	<u>45.0</u> cm		distanza tra gli assi dei connettori					
TRAVE ESTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	130.00	160.00	3200.00	107.50	137.50	1.00	1.00	290.00
Mezzeria campata C1	130.00	160.00	3200.00	107.50	137.50	-	-	290.00

6.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

6.3.1 CV10

CALCOLO LARGHEZZE EFFICACI - [NTC 2018-par. 4.3.2.3]								
$L_1=$	<u>3 400.0</u> cm		Lunghezza campata di riva C1					
$L_2=$	<u>4 800.0</u> cm		Lunghezza campata interna C2					
$L_3=$	<u>3 400.0</u> cm		Lunghezza campata di riva C3					
$b_0=$	<u>45.0</u> cm		distanza tra gli assi dei connettori					
TRAVE ESTERNA	b_1	b_2	L_e	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff}
Appoggio di estremità' A	207.00	202.00	2890.00	184.50	179.50	0.94	0.95	389.70
Mezzeria campata C1	207.00	202.00	2890.00	184.50	179.50	-	-	409.00
Appoggio in B (continuità o estremità)	207.00	202.00	2050.00	184.50	179.50	-	-	409.00
Mezzeria campata C2	207.00	202.00	3360.00	184.50	179.50	-	-	409.00
Appoggio in C (continuità o estremità)	207.00	202.00	2050.00	184.50	179.50	-	-	409.00
Mezzeria campata C3	207.00	202.00	2890.00	184.50	179.50	-	-	409.00
Appoggio di estremità' D	207.00	202.00	2890.00	184.50	179.50	0.94	0.95	389.70

7 MODELLI DI CALCOLO

Le analisi sono svolte con metodo F.E.M. con ausilio del programma di calcolo "Sap2000" della Computer and Structures Inc..

L'analisi è stata condotta per fasi distinte per portare in conto l'evoluzione dello schema statico e delle caratteristiche geometrico-inerziali della strutturale nel tempo. In particolare, sono stati analizzati i seguenti modelli:

- ❖ Modello di Fase 1: In cui le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni sono ottenute considerando la sola struttura metallica. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti ai pesi propri. Per quanto attiene l'impalcato il peso proprio è quello complessivo relativo alla carpenteria metallica, al peso delle predalles ed al peso del getto di completamento della soletta in c.a.;
- ❖ Modello di Fase 2a: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto tra i moduli $n_{L,2a}$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di lunga durata: carichi permanenti e cedimenti vincolari.
- ❖ Modello di Fase 2b: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto tra i moduli $n_{L,2b}$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti al ritiro.
- ❖ Modello di Fase 3: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto tra i moduli n_0 . Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di breve durata o impulsive: azioni variabili da traffico, variazioni termiche, frenatura, vento, sisma.

Nei modelli di Fase 2 e 3 si è tenuto conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% delle luci delle campate adiacenti (ad eccezione delle opere CV06, CV07, CV08 e CV09 per le quali la campate di riva sono considerate interamente fessurate), e considerando comunque il contributo inerziale delle armature presenti entro la soletta collaborante. In fase di analisi è stata considerata una larghezza efficace costante sull'intera lunghezza di ogni campata e pari al valore ottenuto in mezzera.

Si riportano di seguito le immagini delle sezioni tipo utilizzate nella modellazioni nelle diverse fasi. Le dimensioni della sezione in acciaio e della soletta collaborante variano per ciascuna opera coerentemente con quanto riportato negli elaborati grafici specifici allegati al progetto.

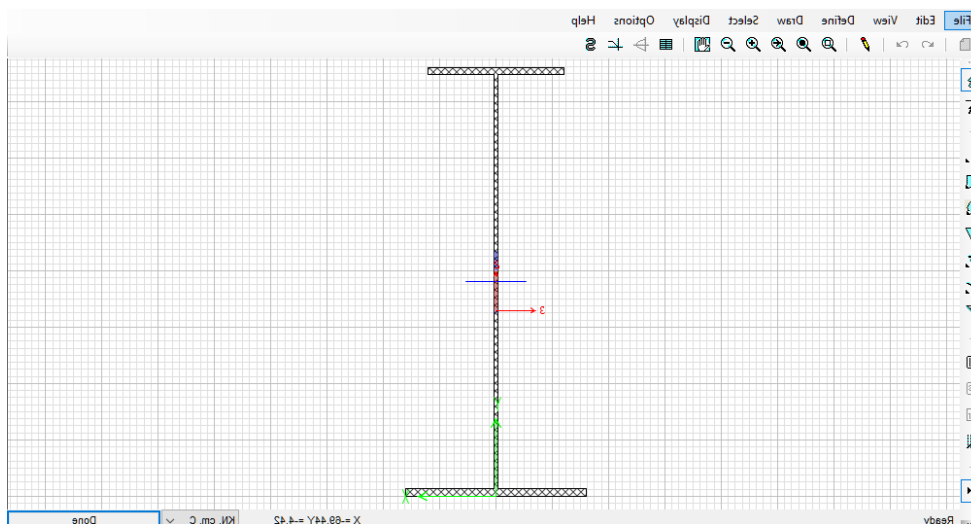


Figura 28: sezione di Fase 1

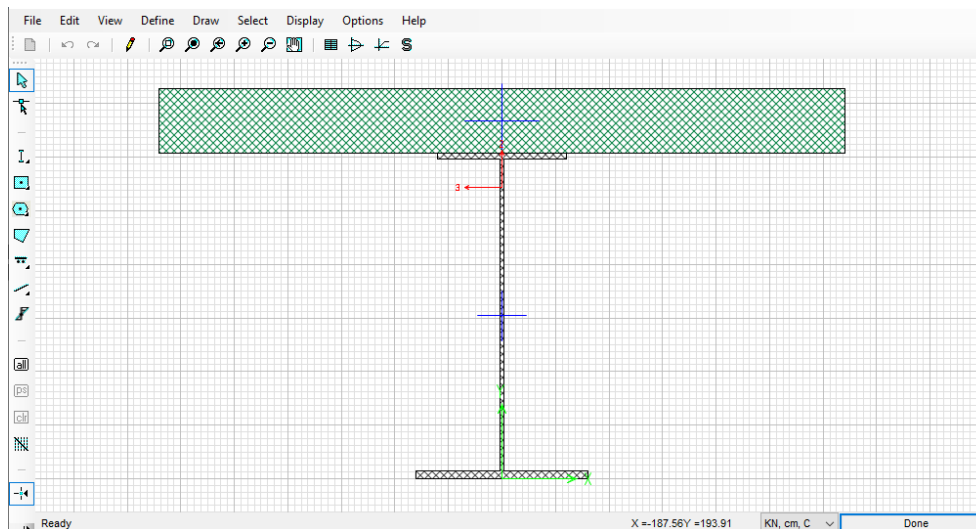


Figura 29: sezione in campata di Fase 2a, 2b e Fase 3

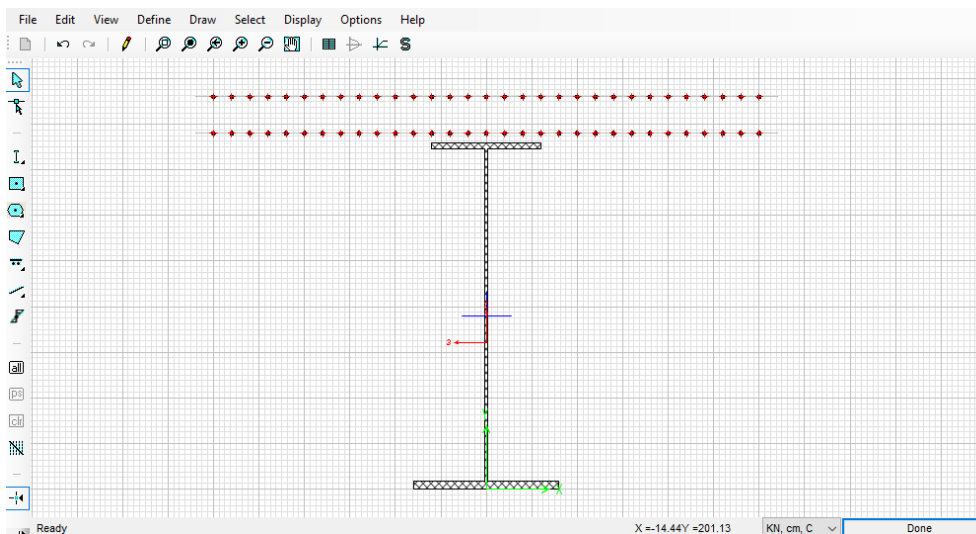


Figura 30: sezione in appoggio di Fase 2a, 2b e Fase 3

Tabella 3: caratteristiche geometriche dei Cavalcavia

RIA IMPALCATO	CV01	CV02	CV03	CV04	CV05	CV06	CV07	CV08	CV09	CV10	CV11	
Lunghezza in asse appoggi campata 1	50.00	50.00	42.00	56.60	44.00	12.80	12.80	13.40	12.20	34.00	32.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	40.00	37.40	39.60	40.20	48.21	0.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.80	12.60	11.70	0.00	34.00	0.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[m]
Lunghezza totale in asse appoggi spalla	50.00	50.00	42.00	56.60	44.00	65.60	62.80	64.70	52.40	116.21	32.00	[m]
Larghezza totale soletta	10.50	11.35	11.34	12.50	11.50	10.00	7.50	12.50	11.25	16.05	12.50	[m]
Spessore soletta totale	0.30	0.30	0.30	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	0.25	[m]
Larghezza tratto pavimentato	9.00	7.85	7.84	9.00	8.00	6.50	4.00	9.00	9.00	12.55	9.00	[m]
numero di travi	3	3	3	4	3	3	2	4	3	4	4	[-]
numero di cordoli laterali	2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	[-]
Larghezza cordolo sx	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo dx	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo centrale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	[m]
altezza media cordoli	0.20	0.20	0.27	0.20	0.20	0.18	0.18	0.18	0.18	0.20	0.20	[m]
interasse travi	3.50	3.70	3.50	3.10	3.50	3.25	3.25	1.35	3.75	4.04	3.20	[m]
sbalzo soletta	1.75	1.98	2.17	1.60	2.25	1.75	2.13	2.33	1.88	1.97	1.45	[m]
tratto pavimentato sbalzo	1.00	0.23	0.42	0.00	0.50	0.00	0.38	0.58	1.13	0.22	0.00	[m]
Raggio di curvatura	0	155	850	0	122	0	0	0	0	190	0	[m]

Ad eccezione dei cavalcavia a telaio CV06, CV07, CV08 e CV09, per tutte le altre opere l'analisi strutturale è stata condotta mediante la realizzazione di modelli piani con riferimento alla trave maggiormente sollecitata per ciascun impalcato. L'analisi strutturale è quindi condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi, al vento e all'azione centrifuga.



Figura 31: Modello di calcolo unilaterale cavalcavia ad una campata (CV01, CV02, CV03, CV04, CV05 e CV11)



Figura 32: Modello di calcolo unilaterale cavalcavia a tre campate (CV10)

Per i cavalcavia a telaio CV06, CV07, CV08 e CV09 è stato realizzato un modello F.E.M. 3D. Lo schema strutturale che caratterizza la tipologia di cavalcavia è di "Telaio con celle triangolari di estremità".

I telai portanti in acciaio e acciaio-clc (impalcato), sono stati schematizzati attraverso elementi *beam* di opportuna rigidezza e sono stati vincolati in corrispondenza degli apparecchi di appoggio ubicati alla base. Le travi di impalcato sono connesse attraverso i traversi schematizzati anch'essi con elementi *beam*.

I carichi mobili vengono applicati alla struttura definendo un caso di carico mobile, che viene applicato automaticamente dal software all'impalcato generando le linee di influenza che

consentono di individuare la risposta della struttura in seguito al movimento del carico su ogni punto della struttura.

I telai portanti in acciaio e sezione mista acciaio-cls, sono state modellati come sistemi a comportamento elastico lineare.

Si riporta lo schema di calcolo unifilare utilizzato per il cavalcavia CV06.

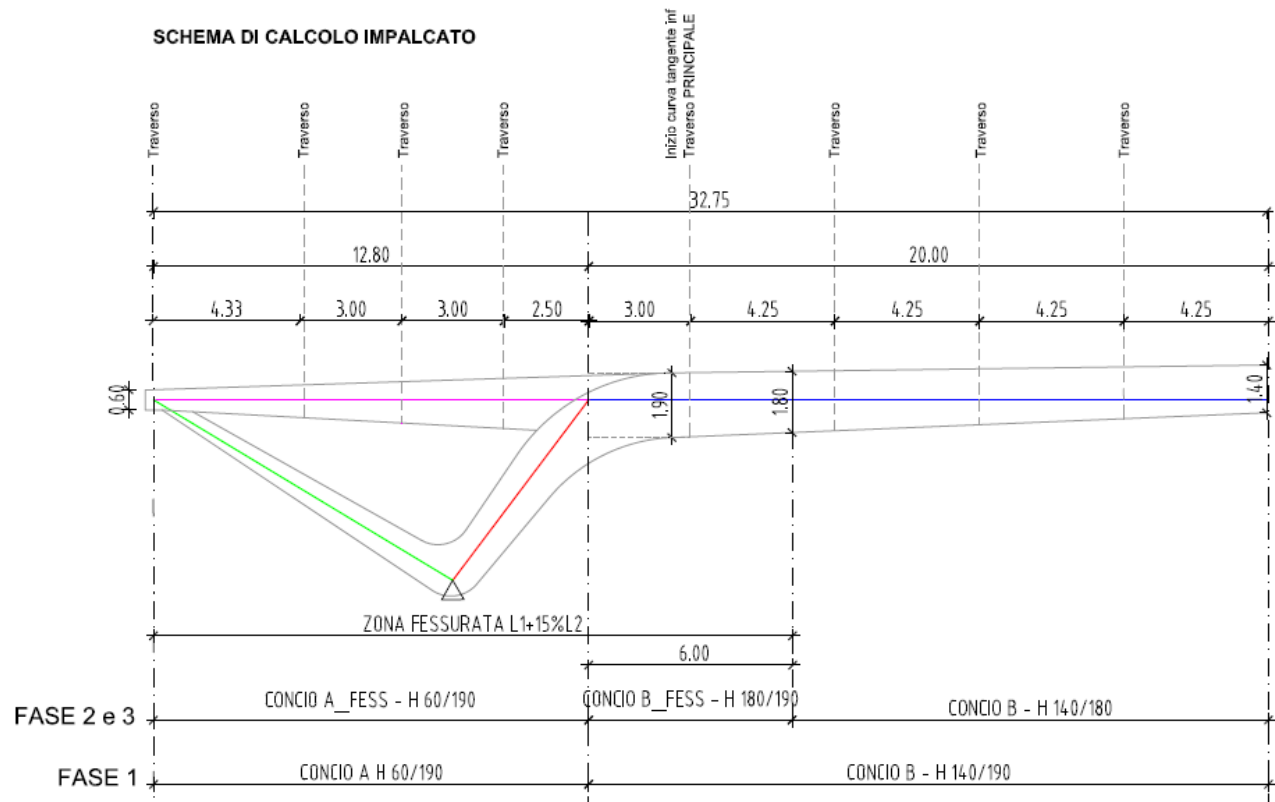


Figura 33: schema di calcolo CV06 - impalcato

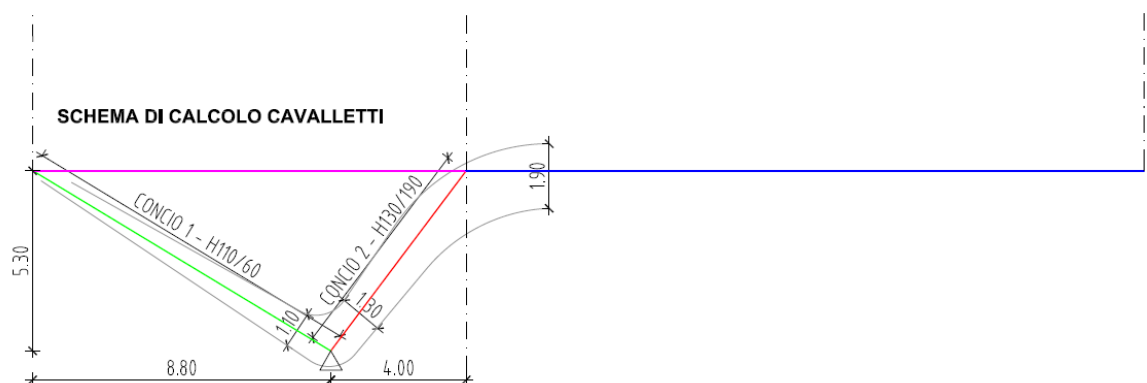


Figura 34: schema di calcolo CV06 - cavalletti

L'analisi sismica è stata condotta mediante analisi modale con spettro di risposta. La sovrapposizione delle componenti relativa a ciascuno dei modi considerati nelle analisi è stata eseguita con la regola CQC. Nel modello di calcolo si è considerato un numero di modi tale da eccitare almeno il 85% delle masse come previsto dalla normativa. È stato assunto un

comportamento strutturale non dissipativo ($q=1$).

Le verifiche di tutti gli elementi strutturali dell'impalcato vengono eseguite per mezzo di fogli elettronici autoprodotti che implementano le usuali formule della Scienza delle Costruzioni e delle Normative specialistiche.

Il calcolo 3D svolto per il CV06 è da considerarsi rappresentativo dei cavalcavia della stessa tipologia (CV07-CV08-CV09)

Di seguito si riportano alcune immagine significative del modello numerico di Fase 1.

I modelli relativi alle altre fasi sono realizzati analogamente assegnando le sezioni corrispondenti a ciascuna fase ed i relativi coefficienti di omogeneizzazione.

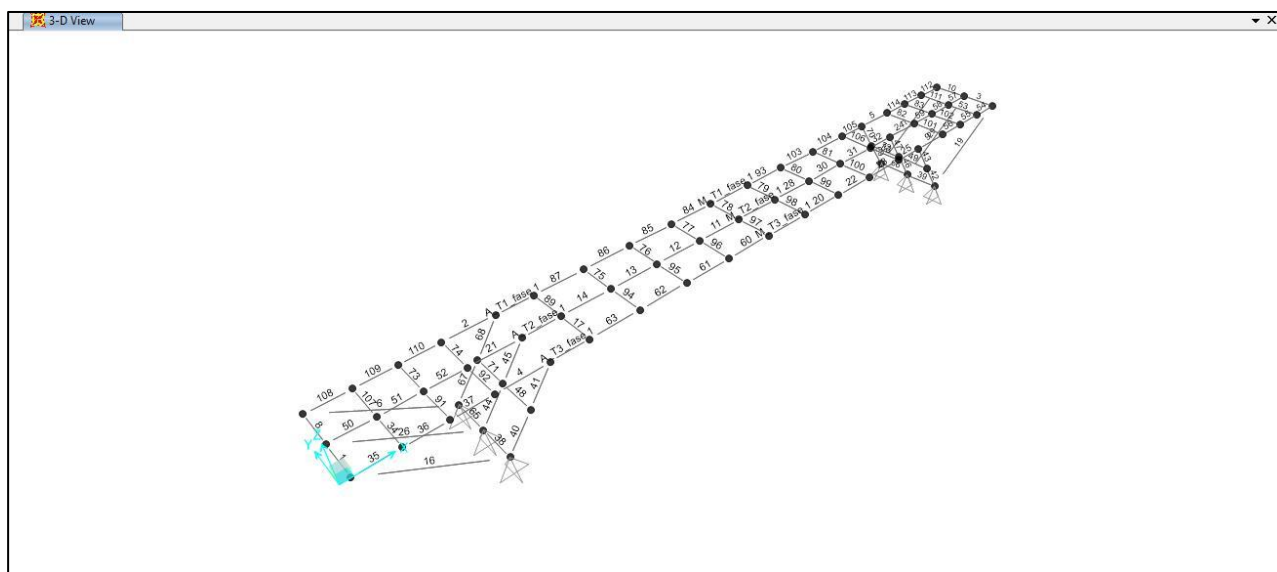


Figura 35: modello di calcolo di Fase 1 – schema unifilare

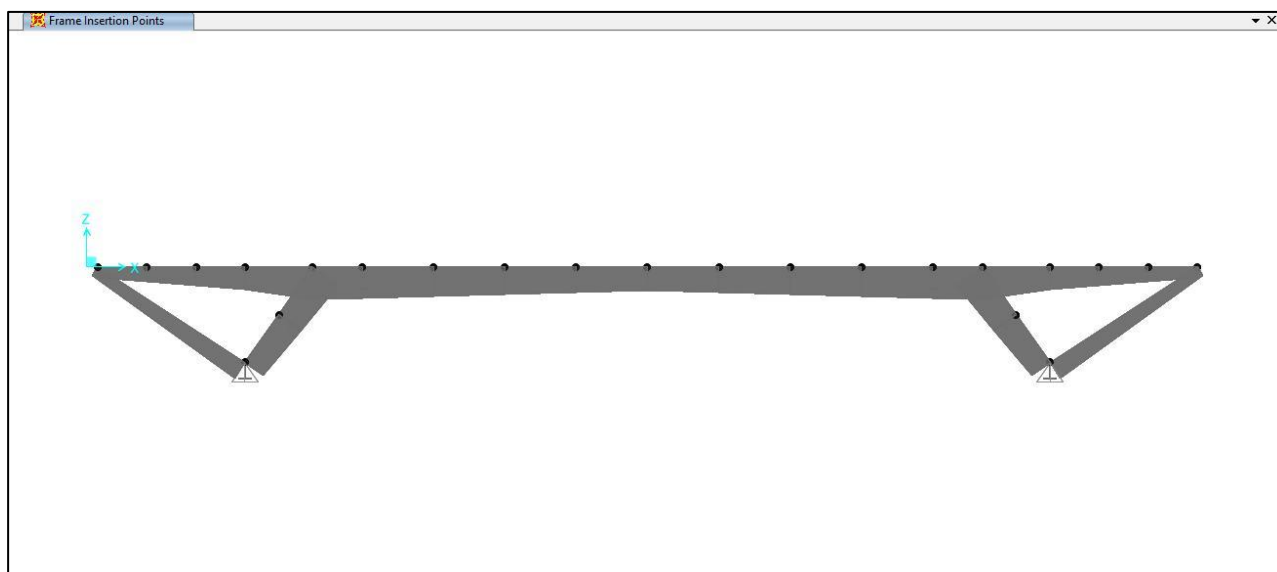


Figura 36: modello di calcolo di Fase 1 – vista solida prospettiva

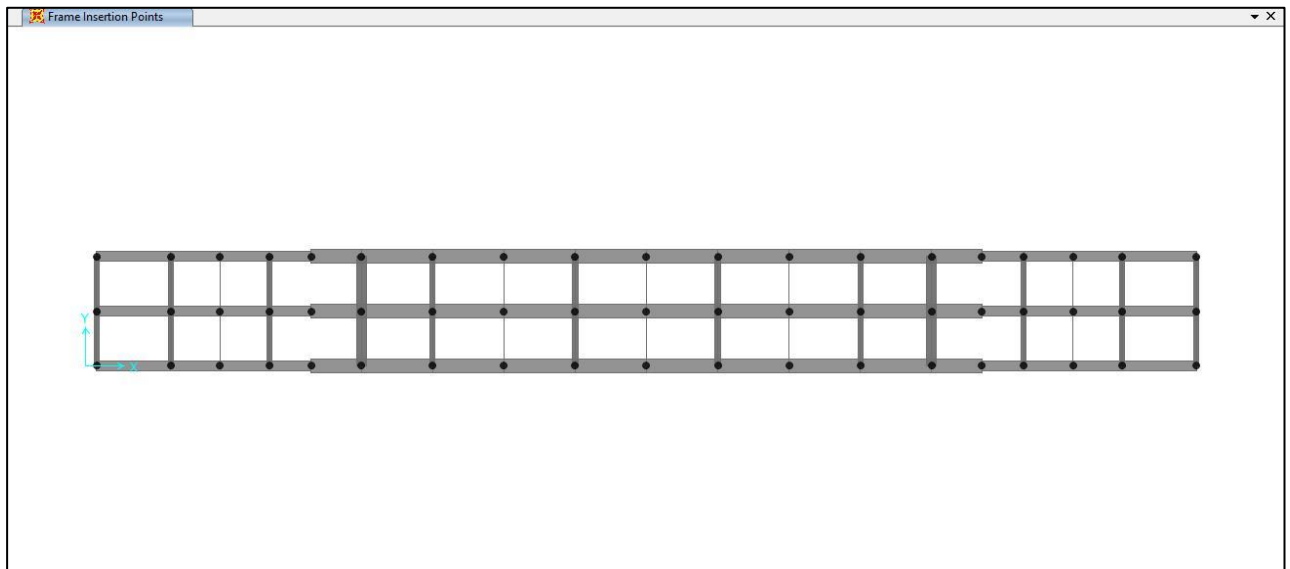


Figura 37: modello di calcolo di Fase 1 – vista solida in pianta

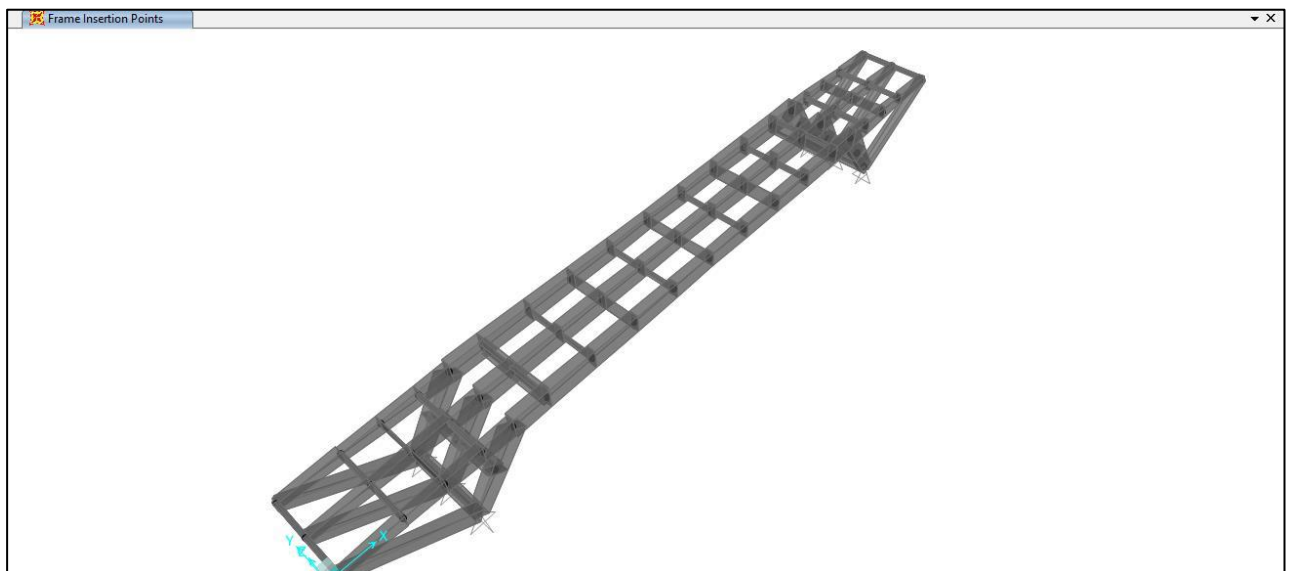


Figura 38: modello di calcolo F1 – vista solida 3d

8 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni di progetto, in accordo con quanto previsto dal capitolo 5 "Ponti" del DM 17/01/2018, vengono di seguito elencate:

Azioni permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali g1
- Carichi permanenti portati (pavimentazione, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) g2
- Altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, etc.) g3

Deformazioni impresse:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto $\epsilon 1$
- Effetti reologici (ritiro e viscosità) $\epsilon 2$
- Variazioni termiche $\epsilon 3$
- Cedimenti vincolari $\epsilon 4$

Azioni Variabili di traffico comprensive degli effetti dinamici:

- Schemi di carico 1,2,4,5

Azione longitudinale di frenamento	q3
Azione centrifuga	q4
Azioni del Vento	q5
Azioni sismiche	q6
Resistenze parassite dei vincoli	q7
Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio	q8
Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile)	q9

Di seguito si riporta l'analisi delle singole condizioni di carico considerate per il dimensionamento delle strutture.

8.1 Pesì propri e sovraccarichi permanenti

Peso proprio impalcato: carpenteria metallica (G_1)

Si assume un peso per unità di volume dell'acciaio pari a $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$, per il peso della parte metallica di impalcato si assume una incidenza variabile a seconda dell'impalcato esaminato. Per le opere con sottostrutture in acciaio il peso proprio a sostegno dell'impalcato è calcolato automaticamente dal Software di calcolo con riferimento alle sezioni geometriche definite.

Peso proprio impalcato: soletta in calcestruzzo (G_1)

Si assume un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ ed uno spessore di soletta complessivo pari a 0.30/0.25 m (0.25/0.20 m di cls gettato in opera su 0.05 m di predalles).

Peso proprio impalcato: cordoli in calcestruzzo (G_2)

Si assume un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ ed uno spessore dei cordoli complessivo pari a 0.20 m.

Pavimentazione bituminosa ed impermeabilizzazione (G_2)

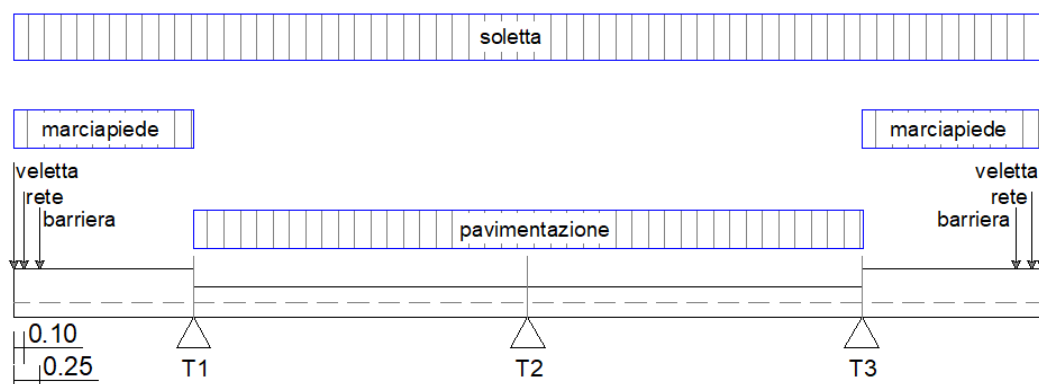
Si assume per la pavimentazione un peso per unità di volume pari a 3.00 kN/m^2

Veletta e Sicurvia (G_2)

Per la veletta in cls si assume un peso pari a 1.5 kN/m , per le barriere e la rete di sicurezza si assume un carico pari a 1.0 kN/m .

Lo schema assunto per la redistribuzione dei carichi G_1 e G_2 è quello di trave continua, ove la trave continua è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 m e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

Si riportano di seguito i carichi agenti sulle travi, indicando con g_i la reazione sulle trave T_i .



8.1.1 Opere a telaio

8.1.1.1 CV06

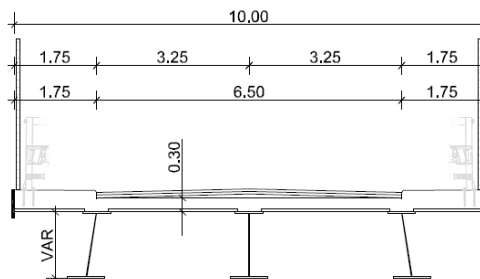


Figura 39: Sezione di calcolo CV06

GEOMETRIA IMPALCATO		
L ₁	Lunghezza in asse appoggi campata 1	12.80 [m]
L ₂	Lunghezza in asse appoggi campata 2	40.00 [m]
L ₃	Lunghezza in asse appoggi campata 3	12.80 [m]
L ₄	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00 [m]
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	65.60 [m]
B	Larghezza totale soletta	10.00 [m]
h	Spessore soletta totale	0.30 [m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	6.50 [m]
n°t	numero di travi	3 [-]
n°c	numero di cordoli laterali	2 [-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75 [m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75 [m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00 [m]
c	altezza media cordoli	0.18 [m]
G _{acciaio}	Peso carpenteia metallica	3.50 [kN/mq]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00 [kN/mq]
G _{sicurvìa}	Peso sicurvìa (per lato)	1.00 [kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00 [kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50 [kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO	SIGLA_SAP2000	G _{TOT} [kN/m]	G _{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	35.00	2,296.00
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	75.00	4920.00
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	7.88	516.60
Peso proprio cordolo dx		7.88	516.60
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	19.50	1279.20
Peso proprio sicurvìa totale (dx, sx, c)	G2_BAR	2.00	131.20
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		2.00	131.20
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	196.80
PESO TOTALE IMPALCATO		152.25	9987.60

		CARICHI AGENTI SULLE TRAVI		
		T1	T2	T3
		g ₁	g ₂	g ₃
Carichi permanenti				
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	11.67	11.67	11.67
soletta	G1_SOLETTA	27.56	19.89	27.56
pavimentazione	G2_PAV	3.66	12.18	3.66
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	11.04	-6.33	11.04
sicurvìa e veletta (sx/dx)	G2_BAR	6.15	-5.31	6.15
	somma=	60.1	32.1	60.1

8.1.2 Opere con impalcato ad una campata

8.1.2.1 CV01

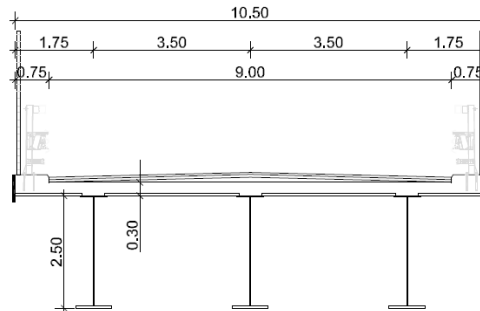


Figura 40: Sezione di calcolo CV01

GEOMETRIA IMPALCATO			
L ₁	Lunghezza in asse appoggi campata 1	50.00	[m]
L ₂	Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	[m]
L ₃	Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	[m]
L ₄	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	[m]
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	50.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	10.50	[m]
h	Spessore soletta totale	0.30	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	9.00	[m]
n°t	numero di travi	3	[-]
n°c	numero di cordoli laterali	2	[-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	0.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	0.75	[m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	[m]
G _{acciaio}	Peso carpenteia metallica	4.50	[kN/m q]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00	[kN/m q]
G _{sicurvia}	Peso sicurvìa (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50	[kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO	SIGLA_SAP2000	G _{TOT} [kN/m]	G _{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	47.25	2,362.50
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	78.75	3937.50
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	3.75	187.50
Peso proprio cordolo dx		3.75	187.50
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	27.00	1350.00
Peso proprio sicurvìa totale (dx, sx, c)	G2_BAR	2.00	100.00
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		2.00	100.00
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	150.00
PESO TOTALE IMPALCATO		167.50	8375.00

CARICHI AGENTI SULLE TRAVI					
Carichi permanenti					
		T1	T2	T3	
		g ₁	g ₂	g ₃	
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	15.75	15.75	15.75	[kN/m]
soletta	G1_SOLETTA	27.88	22.99	27.88	[kN/m]
pavimentazione	G2_PAV	7.58	11.83	7.58	[kN/m]
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	5.95	-4.40	5.95	[kN/m]
sicurvia e veletta (sx/dx)	G2_BAR	5.98	-4.97	5.98	[kN/m]
		63.1	41.2	63.1	[kN/m]

8.1.2.2 CV02

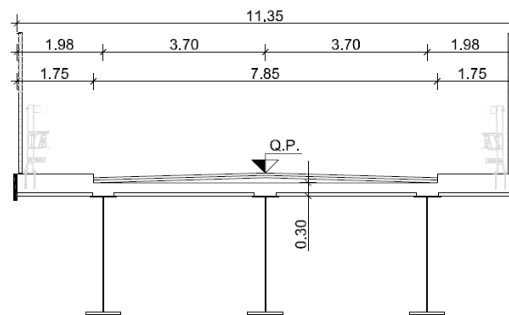


Figura 41: Sezione di calcolo CV02

GEOMETRIA IMPALCATO

L ₁	Lunghezza in asse appoggi campata 1	50.00	[m]
L ₂	Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	[m]
L ₃	Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	[m]
L ₄	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	[m]
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	50.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	11.35	[m]
h	Spessore soletta totale	0.30	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	7.85	[m]
n°t	numero di travi	3	[-]
n°c	numero di cordoli laterali	2	[-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	[m]
G _{acciaio}	Peso carpenteia metallica	4.50	[kN/mq]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00	[kN/mq]
G _{sicurvia}	Pesoicurvia (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50	[kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO

	SIGLA_SAP2000	G _{TOT} [kN/m]	G _{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	51.08	2,553.75
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	85.13	4256.25
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	8.75	437.50
Peso proprio cordolo dx		8.75	437.50
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	23.55	1177.50
Peso proprio sicurvia totale (dx, sx, c)	G2_BAR	2.00	100.00
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		2.00	100.00
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	150.00
PESO TOTALE IMPALCATO		184.25	9212.50

CARICHI AGENTI SULLE TRAVI

		T1	T2	T3	
		g ₁	g ₂	g ₃	
Carichi permanenti					
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	17.03	17.03	17.03	[kN/m]
soletta	G1_SOLETTA	31.20	22.79	31.20	[kN/m]
pavimentazione	G2_PAV	4.89	13.80	4.89	[kN/m]
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	12.65	-7.80	12.65	[kN/m]
sicurvia e veletta (sx/dx)	G2_BAR	6.18	-5.35	6.18	[kN/m]
		71.9	40.5	71.9	[kN/m]

8.1.2.3 CV03

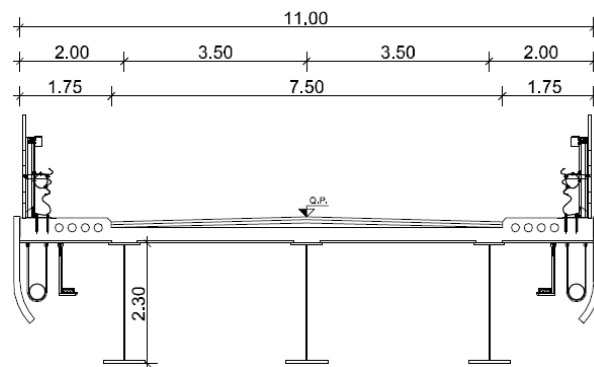


Figura 42: Sezione di calcolo CV03

GEOMETRIA IMPALCATO

L ₁	Lunghezza in asse appoggi campata 1	42.00	[m]
L ₂	Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	[m]
L ₃	Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	[m]
L ₄	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	[m]
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	42.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	11.34	[m]
h	Spessore soletta totale	0.30	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	7.84	[m]
n ^o t	numero di travi	3	[-]
n ^o c	numero di cordoli laterali	2	[-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.27	[m]
G _{acciaio}	Peso carpenteia metallica	4.50	[kN/mq]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00	[kN/mq]
G _{sicurvia}	Peso sicurvia (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50	[kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO

	SIGLA_SAP2000	G _{TOT} [kN/m]	G _{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	51.03	2,143.26
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	85.05	3572.10
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	11.59	486.94
Peso proprio cordolo dx		11.59	486.94
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	23.52	987.84
Peso proprio sicurvia totale (dx, sx, c)	G2_BAR	2.00	84.00
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		2.00	84.00
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	126.00
PESO TOTALE IMPALCATO		189.79	7971.08

CARICHI AGENTI SULLE TRAVI

		T1	T2	T3	
		g ₁	g ₂	g ₃	
Carichi permanenti					
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	17.01	17.01	17.01	[kN/m]
soletta	G1_SOLETTA	33.66	17.72	33.66	[kN/m]
pavimentazione	G2_PAV	5.32	12.89	5.32	[kN/m]
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	17.99	-12.80	17.99	[kN/m]
sicurvia e veletta (sx/dx)	G2_BAR	6.61	-6.22	6.61	[kN/m]
		80.6	28.6	80.6	[kN/m]

8.1.2.4 CV04

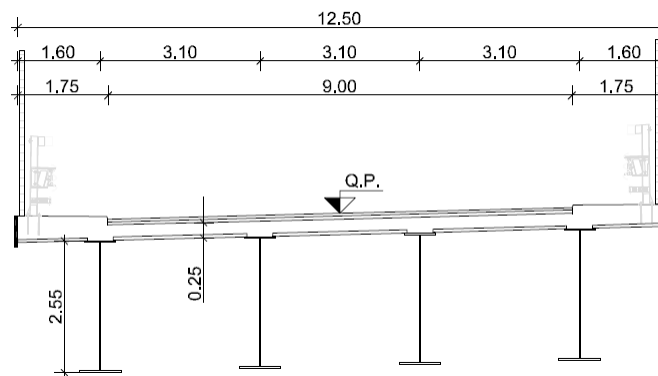


Figura 43: Sezione di calcolo CV04

GEOMETRIA IMPALCATO

L ₁	Lunghezza in asse appoggi campata 1	56.60	[m]
L ₂	Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	[m]
L ₃	Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	[m]
L ₄	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	[m]
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	56.60	[m]
B	Larghezza totale soletta	12.50	[m]
h	Spessore soletta totale	0.25	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	9.00	[m]
n [°] t	numero di travi	4	[-]
n [°] c	numero di cordoli laterali	2	[-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	[m]
G _{acciaio}	Peso carpenteria metallica	5.80	[kN/mq]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00	[kN/mq]
G _{sicurvia}	Peso sicurvia (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50	[kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO

	SIGLA_SAP2000	G _{TOT} [kN/m]	G _{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	72.50	4,103.50
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	78.13	4421.88
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	8.75	495.25
Peso proprio cordolo dx		8.75	495.25
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	27.00	1528.20
Peso proprio sicurvia totale (dx, sx, c)		2.00	113.20
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)	G2_BAR	2.00	113.20
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	169.80
PESO TOTALE IMPALCATO		202.13	11440.28

CARICHI AGENTI SULLE TRAVI

		T1	T2	T3	T4
		g ₁	g ₂	g ₃	g ₄
Carichi permanenti					
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	18.13	18.13	18.13	18.13
soletta	G1_SOLETTA	20.84	18.22	18.22	20.84
pavimentazione	G2_PAV	3.29	10.21	10.21	3.29
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	11.20	-2.45	-2.45	11.20
sicurvia e veletta (sx/dx)	G2_BAR	5.55	-2.05	-2.05	5.55
		59.0	42.1	42.1	59.0

8.1.2.5 CV05

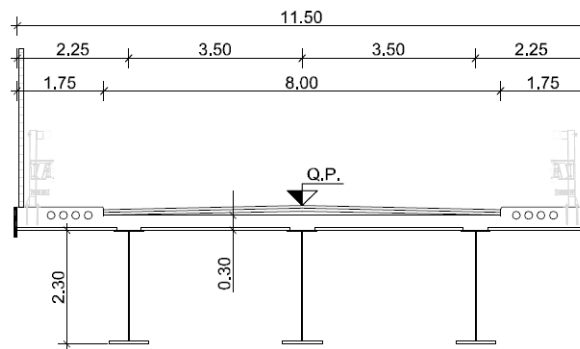


Figura 44: Sezione di calcolo CV05

GEOMETRIA IMPALCATO

L ₁	Lunghezza in asse appoggi campata 1	44.00	[m]
L ₂	Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	[m]
L ₃	Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	[m]
L ₄	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	[m]
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	44.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	11.50	[m]
h	Spessore soletta totale	0.30	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	8.00	[m]
n°t	numero di travi	3	[-]
n°c	numero di cordoli laterali	2	[-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	[m]
G _{acciaio}	Peso carpenteia metallica	4.10	[kN/mq]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00	[kN/mq]
G _{sicurvia}	Pesoicurvia (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50	[kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO

	SIGLA_SAP2000	G _{TOT} [kN/m]	G _{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	47.15	2,074.60
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	86.25	3795.00
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	8.75	385.00
Peso proprio cordolo dx		8.75	385.00
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	24.00	1056.00
Peso proprio sicurvia totale (dx, sx, c)	G2_BAR	2.00	88.00
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		2.00	88.00
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	132.00
PESO TOTALE IMPALCATO		181.90	8003.60

CARICHI AGENTI SULLE TRAVI

		T1	T2	T3	
		g ₁	g ₂	g ₃	
Carichi permanenti					
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	15.72	15.72	15.72	[kN/m]
soletta	G1_SOLETTA	34.83	16.59	34.83	[kN/m]
pavimentazione	G2_PAV	5.60	12.79	5.60	[kN/m]
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	13.88	-10.26	13.88	[kN/m]
sicurvia e veletta (sx/dx)	G2_BAR	6.73	-6.46	6.73	[kN/m]
		76.8	28.4	76.8	[kN/m]

8.1.2.6 CV11

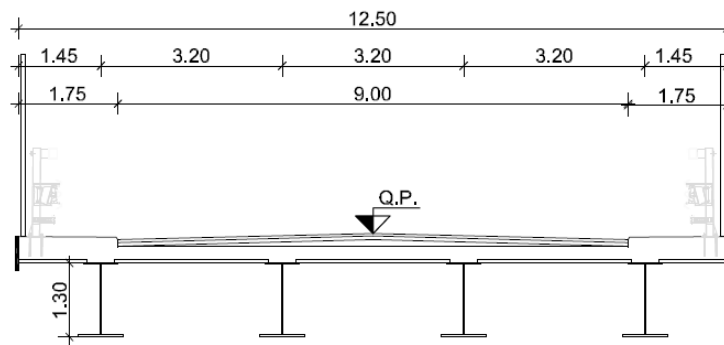


Figura 45: Sezione di calcolo CV11

GEOMETRIA IMPALCATO			
L_1	Lunghezza in asse appoggi campata 1	32.00	[m]
L_2	Lunghezza in asse appoggi campata 2	0.00	[m]
L_3	Lunghezza in asse appoggi campata 3	0.00	[m]
L_4	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	[m]
L_{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	32.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	12.50	[m]
h	Spessore soletta totale	0.25	[m]
l_p	Larghezza tratto pavimentato	9.00	[m]
$n^{\circ}t$	numero di travi	4	[-]
$n^{\circ}c$	numero di cordoli laterali	2	[-]
$l_{c,sx}$	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
$l_{c,dx}$	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
$l_{c,c}$	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	[m]
$G_{acciaio}$	Peso carpenteia metallica	3.50	[kN/mq]
$G_{pavimentazione}$	Peso pavimentazione	3.00	[kN/mq]
$G_{sicurvia}$	Pesoicurvia (per lato)	1.00	[kN/m]
$G_{rete\ e\ parapetto}$	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	[kN/m]
$G_{veletta}$	Peso veletta (per lato)	1.50	[kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO	SIGLA_SAP2000	G_{TOT} [kN/m]	G_{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	43.75	1,400.00
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	78.13	2500.00
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	8.75	280.00
Peso proprio cordolo dx		8.75	280.00
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	27.00	864.00
Peso proprio sicurvia totale (dx, sx, c)	G2_BAR	2.00	64.00
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		2.00	64.00
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	96.00
PESO TOTALE IMPALCATO		173.38	5548.00

CARICHI AGENTI SULLE TRAVI						
		T1	T2	T3	T4	
		g_1	g_2	g_3	g_4	
Carichi permanenti						
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	10.94	10.94	10.94	10.94	[kN/m]
soletta	G1_SOLETTA	23.43	23.44	23.44	23.43	[kN/m]
pavimentazione	G2_PAV	2.99	10.51	10.51	2.99	[kN/m]
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	10.63	-1.88	-1.88	10.63	[kN/m]
sicurvia e veletta (sx/dx)	G2_BAR	5.29	-1.79	-1.79	5.29	[kN/m]
	somma=	53.3	41.2	41.2	53.3	[kN/m]

8.1.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

8.1.3.1 CV10

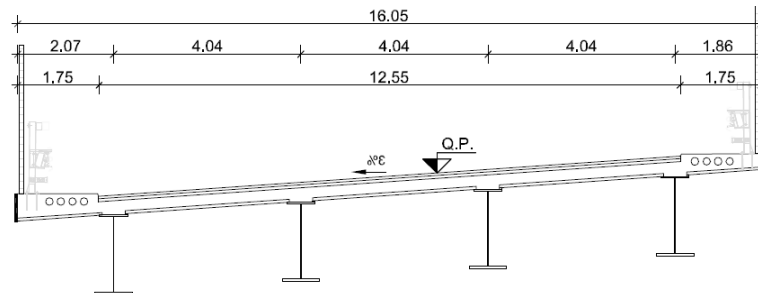


Figura 46: Sezione di calcolo CV10

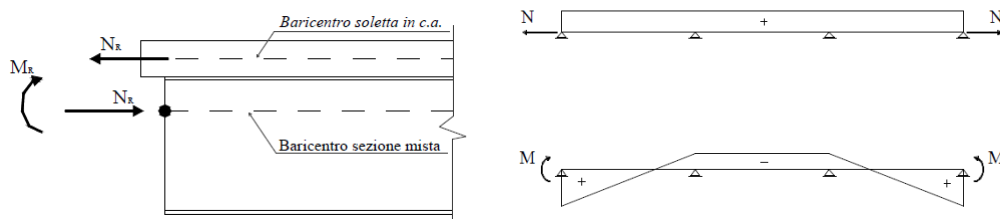
GEOMETRIA IMPALCATO			
L ₁	Lunghezza in asse appoggi campata 1	34.00	[m]
L ₂	Lunghezza in asse appoggi campata 2	48.21	[m]
L ₃	Lunghezza in asse appoggi campata 3	34.00	[m]
L ₄	Lunghezza in asse appoggi campata 4	0.00	[m]
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi spalla	116.21	[m]
B	Larghezza totale soletta	16.05	[m]
h	Spessore soletta totale	0.30	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	12.55	[m]
n ^o t	numero di travi	4	[-]
n ^o c	numero di cordoli laterali	2	[-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	[m]
G _{acciaio}	Peso carpenteia metallica	3.50	[kN/mq]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00	[kN/mq]
G _{sicurvia}	Peso sicurvia (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	[kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50	[kN/m]

CARICHI PERMANENTI AGENTI SULL'IMPALCATO	SIGLA_SAP2000	G _{TOT} [kN/m]	G _{TOT} [kN]
Peso proprio carpenteria metallica	G1_ACCIAIO	56.18	6,528.10
Peso proprio soletta	G1_SOLETTA	120.38	13988.78
Peso proprio cordolo sx	G2_CORDOLI	8.75	1016.84
Peso proprio cordolo dx		8.75	1016.84
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00
Peso proprio pavimentazione	G2_PAV	37.65	4375.31
Peso proprio sicurvia totale (dx, sx, c)	G2_BAR	2.00	232.42
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		2.00	232.42
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		3.00	348.63
PESO TOTALE IMPALCATO		238.70	27739.33

		CARICHI AGENTI SULLE TRAVI				
		T1	T2	T3	T4	
		g ₁	g ₂	g ₃	g ₄	
Carichi permanenti						
incidenza travi in acciaio	G1_ACCIAIO	14.04	14.04	14.04	14.04	[kN/m]
soletta	G1_SOLETTA	31.16	29.03	29.03	31.16	[kN/m]
pavimentazione	G2_PAV	5.52	13.31	13.31	5.52	[kN/m]
cordolo (sx/dx)	G2_CORDOLI	11.58	-2.83	-2.83	11.58	[kN/m]
sicurvia e veletta (sx/dx)	G2_BAR	5.45	-1.95	-1.95	5.45	[kN/m]
	somma=	67.8	51.6	51.6	67.8	[kN/m]

8.2 Fenomeni lenti

La coazione tra calcestruzzo impedito di ritirarsi e la sezione mista si traduce in uno sforzo di trazione agente sulla sola soletta di calcestruzzo che si aggiunge ad una pressoflessione agente, invece, sull'intera sezione composta acciaio-calcestruzzo. Quest'ultima è stata considerata nelle verifiche della sezione mista attraverso delle forze longitudinali e delle coppie concentrate alle estremità delle travi pari al prodotto dalle precedenti forze longitudinali per la distanza effettiva tra baricentro della sezione mista nella fase considerata e il baricentro della soletta.



Le norme UNI ENV 1994-2 introducono un coefficiente moltiplicativo (ψ_L) per la funzione di viscosità φ ; detto coefficiente dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

prospetto 4.0

Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep) ψ_L

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

8.2.1 Opere a telaio

8.2.1.1 CV06

GEOMETRIA		
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	65.60 [m]
B	Larghezza totale soletta	10.00 [m]
h	Spessore soletta	0.30 [m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	6.50 [m]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75 [m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75 [m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00 [m]
c	altezza media cordoli	0.18 [m]
h _{t,max}	altezza delle travi	1.40 [m]
n	numero totale travi	3.00 -

TEMPO E AMBIENTE		
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento	ts =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	t ₀ =	28.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	t ₀ =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni	t = V _N =	36500 [gg]
Umidità relativa	RH =	75 [%]

RITIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)		
Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite		
- resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck} =	32.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{cm} =	40.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{co} =	10.00 [Mpa]
- umidità relativa	RH =	75 [%]
- umidità relativa limite	RH =	100 [%]
- area sezione conglomerato	A _c =	3.00 [m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria	u =	18.80 [m]
- parametro	h ₀ =	319 [mm]
- coefficiente	k _h =	0.745 -
	$\beta_{RH} = -1,55 \cdot [1 - (RH/RH_0)^3]$	-0.896
tipo di cemento		N -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α_{ds1} =	4 -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α_{ds2} =	0.12 -
- deformazione per essiccamento:	$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cmo})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$	-0.3111 per mille
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$	-0.000232 -
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-ts) \cdot \epsilon_{cd}(\infty)$	-0.0002304 al tempo t
funzione di sviluppo temporale	$\beta_{ds}(t-ts) = (t-ts) / [(t-ts) + 0.04 \cdot h_0^{3/2}]$	0.9938 -
età del cls al momento considerato	t =	36500 [gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento	ts =	1 [gg]
DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO	$\epsilon_{ca}(\infty) = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$	-0.0000550 -
DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO	$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	-0.000285 -

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	319	mm
umidità relativa	$RH =$	75	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	$t =$	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

	<i>ritiro</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99422	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99421	-
dove:			$\beta_H =$	712.577
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1 500$	per $f_{cm} \leq 35$	
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1 500 \alpha_3$	per $f_{cm} \geq 35$	

coefficiente di viscosità nominale

	<i>ritiro</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	3.135	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	1.684	-
dove:			$\varphi_{RH} =$	1.298
		$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$	per $f_{cm} \leq 35$ MPa	$\alpha_1 =$
		$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$	per $f_{cm} > 35$ MPa	$\alpha_2 =$
			$\alpha_3 =$	0.94
		$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} =$	2.66	-
	<i>ritiro</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.909	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.488	-

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

	<i>ritiro</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	3.12	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	1.67	-

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	[Mpa]
-------------------------	---------	--------	-------

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo	<i>carichi permanenti</i>	$E_{cm} =$	11838	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	17.74	-
Modulo elastico calcestruzzo	<i>ritiro</i>	$E_{cm} =$	12396	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	16.94	-

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cm} =$	33643	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione	$n(t^0) =$	6.24	-

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	3	[m ²]
$n(t^\infty) =$	16.94	-
$e_{cs} =$	-0.000285	-
$y_G =$	1.0	[m]
$e =$	0.56	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	10612	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	5943	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq(i)} =$	3537	[kN]
$M_{r,eq(i)} =$	1981	[kNm]

8.2.2 Opere con impalcato ad una campata

8.2.2.1 CV01

GEOMETRIA		
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	50.00 [m]
B	Larghezza totale soletta	10.50 [m]
h	Spessore soletta	0.30 [m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	9.00 [m]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	0.75 [m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	0.75 [m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00 [m]
c	altezza media cordoli	0.20 [m]
h _{t,max}	altezza delle travi	2.50 [m]
n	numero totale travi	3.00 -

TEMPO E AMBIENTE		
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento	ts =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	t ₀ =	28.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	t ₀ =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni	t = V _N =	36500 [gg]
Umidità relativa	RH =	70 [%]

RITIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)		
Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite		
- resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck} =	32.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{cm} =	40.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{co} =	10.00 [Mpa]
- umidità relativa	RH =	70 [%]
- umidità relativa limite	RH =	100 [%]
- area sezione conglomerato	A _c =	3.15 [m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria	u =	11.00 [m]
- parametro	(prospetto 3.3) h ₀ =	573 [mm]
- coefficiente	k _h =	0.700 -
	β _{RH} = -1,55 · [1-(RH/RH ₀) ³] =	-1.018
tipo di cemento		N -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds1} =	4 -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds2} =	0.12 -
- deformazione per essiccamento:	ε _{cd,0} = 0,85 · [(220+110 α _{ds1}) · exp(-α _{ds2} · f _{cm} / f _{cm0})] · 10 ⁻⁶ · β _{RH} =	-0.3535 per mille
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (∞) = k _h · ε _{cd,0} =	-0.000247 -
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (t) = β _{ds} (t-ts) · ε _{cd} (∞) =	-0.0002438 al tempo t
funzione di sviluppo temporale	β _{ds} (t-ts) = (t-ts) / [(t-ts) + 0.04 · h ₀ ^{3/2}] =	0.9852 -
età del cls al momento considerato	t =	36500 [gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento	ts =	1 [gg]
DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO	ε _{ca} (∞) = -2.5 · (f _{ck} - 10) · 10 ⁻⁶ =	-0.0000550 -
DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO	ε _{cs} = ε _{cd} + ε _{ca} =	-0.000299 -

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	573	mm
umidità relativa	$RH =$	70	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	$t =$	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

	<i>ritiro</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99119	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99118	-
dove:			$\beta_H =$	1092.944
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1 500$	per $f_{cm} \leq 35$	
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1 500 \alpha_3$	per $f_{cm} \geq 35$	

coefficiente di viscosità nominale

	<i>ritiro</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	3.125	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	1.679	-
dove:			$\varphi_{RH} =$	1.294
		$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$	per $f_{cm} \leq 35$ MPa	
		$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$	per $f_{cm} > 35$ MPa	
			$\alpha_1 =$	0.91
			$\alpha_2 =$	0.97
			$\alpha_3 =$	0.94
		$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} =$	2.66	-
	<i>ritiro</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.909	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.488	-

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

	<i>ritiro</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	3.10	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	1.66	-

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	[Mpa]
-------------------------	---------	--------	-------

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo	<i>carichi permanenti</i>	$E_{cm} =$	11886	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	17.67	-
Modulo elastico calcestruzzo	<i>ritiro</i>	$E_{cm} =$	12444	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	16.88	-

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cm} =$	33643	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione	$n(t^0) =$	6.24	-

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	3.15	[m ²]
$n(t^\infty) =$	16.88	-
$e_{cs} =$	-0.000299	-
$y_G =$	1.49	[m]
$e =$	1.16	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	11713	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	13540	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq(i)} =$	3904	[kN]
$M_{r,eq(i)} =$	4513	[kNm]

8.2.2.2 CV02

GEOMETRIA			
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	50.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	11.35	[m]
h	Spessore soletta	0.30	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	7.85	[m]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	[m]
h _{t,max}	altezza delle travi	2.70	[m]
n	numero totale travi	3.00	-

TEMPO E AMBIENTE			
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento	ts =	1.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	t ₀ =	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	t ₀ =	1.00	[gg]
Età del cls in giorni	t = V _N =	36500	[gg]
Umidità relativa	RH =	70	[%]

RITIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)			
Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite			
- resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck} =	32.00	[Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{cm} =	40.00	[Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{co} =	10.00	[Mpa]
- umidità relativa	RH =	70	[%]
- umidità relativa limite	RH =	100	[%]
- area sezione conglomerato	A _c =	3.41	[m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria	u =	11.85	[m]
- parametro	h ₀ =	575	[mm]
- coefficiente	k _h =	0.700	-
	β _{RH} = -1,55 · [1-(RH/RH ₀) ³]	-1.018	-
tipo di cemento		N	-
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds1} =	4	-
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds2} =	0.12	-
- deformazione per essiccamento:	ε _{cd,0} = 0,85 · [(220+110 α _{ds1}) · exp(-α _{ds2} · f _{cm} / f _{cm0})] · 10 ⁻⁶ · β _{RH}	-0.3535	per mille
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (∞) = k _h · ε _{cd,0}	-0.000247	-
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (t) = β _{ds} (t-ts) · ε _{cd} (∞)	-0.0002438	al tempo t
funzione di sviluppo temporale	β _{ds} (t-ts) = (t-ts) / [(t-ts) + 0.04 · h ₀ ^{3/2}]	0.9851	-
età del cls al momento considerato	t =	36500	[gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento	ts =	1	[gg]
DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO	ε _{ca} (∞) = -2.5 · (f _{ck} - 10) · 10 ⁻⁶	-0.0000550	-
DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO	ε _{cs} = ε _{cd} + ε _{ca}	-0.000299	-

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	575	mm
umidità relativa	RH =	70	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	t =	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

ritiro $\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$ 0.99116 -
permanenti e deformazioni imposte $\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$ 0.99116 -

dove:

$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1 500$ per $f_{cm} \leq 35$
 $\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1 500 \alpha_3$ per $f_{cm} \geq 35$

$\beta_H =$ 1095.879 -

coefficiente di viscosità nominale

ritiro $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$ 3.124 -
permanenti e deformazioni imposte $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$ 1.678

dove:

$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$ per $f_{cm} \leq 35$ MPa

$\varphi_{RH} =$ 1.294 -

$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$ per $f_{cm} > 35$ MPa

$\alpha_1 =$ 0.91 -

$\alpha_2 =$ 0.97 -

$\alpha_3 =$ 0.94 -

$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} =$ 2.66 -

$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) =$ 0.909 -

ritiro $\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) =$ 0.488 -
permanenti e deformazioni imposte

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

ritiro $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$ 3.10 -
permanenti e deformazioni imposte $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$ 1.66 -

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio $E_s =$ 210000 [Mpa]

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo *carichi permanenti* $E_{cm} =$ 11888 [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^\infty) =$ 17.66 -

Modulo elastico calcestruzzo *ritiro* $E_{cm} =$ 12447 [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^\infty) =$ 16.87 -

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo $E_{cm} =$ 33643 [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^0) =$ 6.24 -

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	3.405	[m ²]
$n(t^\infty) =$	16.87	-
$e_{cs} =$	-0.000299	-
$y_G =$	1.60	[m]
$e =$	1.25	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	12662	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	15790	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq(i)} =$	4221	[kN]
$M_{r,eq(i)} =$	5263	[kNm]

8.2.2.3 CV03

GEOMETRIA			
L_{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	42.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	11.34	[m]
h	Spessore soletta	0.30	[m]
l_p	Larghezza tratto pavimentato	7.84	[m]
$l_{c,sx}$	Larghezza cordolo sx	1.75	[m]
$l_{c,dx}$	Larghezza cordolo dx	1.75	[m]
$l_{c,c}$	Larghezza cordolo centrale	0.00	[m]
c	altezza media cordoli	0.27	[m]
$h_{t,max}$	altezza delle travi	2.30	[m]
n	numero totale travi	3.00	-

TEMPO E AMBIENTE			
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento		$t_s =$	1.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti		$t_0 =$	28.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro		$t_0 =$	1.00 [gg]
Età del cls in giorni		$t = V_N =$	36500 [gg]
Umidità relativa		RH =	70 [%]

RITIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)			
Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite			
- resistenza caratteristica cilindrica cls		$f_{ck} =$	32.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg		$f_{cm} =$	40.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg		$f_{co} =$	10.00 [Mpa]
- umidità relativa		RH =	70 [%]
- umidità relativa limite		RH =	100 [%]
- area sezione conglomerato		$A_c =$	3.40 [m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria		u =	11.84 [m]
- parametro		$h_0 =$	575 [mm]
- coefficiente		$k_h =$	0.700 -
		$\beta_{RH} = -1,55 \cdot [1-(RH/RH_0)^3] =$	-1.018
tipo di cemento			N -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento		$\alpha_{ds1} =$	4 -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento		$\alpha_{ds2} =$	0.12 -
- deformazione per essiccamento:		$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} =$	-0.3535 per mille
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO		$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \epsilon_{cd,0} =$	-0.000247 -
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO		$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) \cdot \epsilon_{cd}(\infty) =$	-0.0002438 al tempo t
funzione di sviluppo temporale		$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s) + 0.04 \cdot h_0^{3/2}] =$	0.9851 -
età del cls al momento considerato		t =	36500 [gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento		$t_s =$	1 [gg]
DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO		$\epsilon_{ca}(\infty) = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} =$	-0.0000550 -
DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO		$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} =$	-0.000299 -

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	575	mm
umidità relativa	$RH =$	70	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	$t =$	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

	<i>ritiro</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99116	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99116	-
dove:				
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1 500$	per $f_{cm} \leq 35$	$\beta_H =$
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1 500 \alpha_3$	per $f_{cm} \geq 35$	1095.847

coefficiente di viscosità nominale

	<i>ritiro</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	3.124	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	1.678	-
dove:				
		$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$	per $f_{cm} \leq 35$ MPa	$\varphi_{RH} =$
		$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$	per $f_{cm} > 35$ MPa	$\alpha_1 =$
				0.91
				$\alpha_2 =$
				0.97
				$\alpha_3 =$
				0.94
		$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} =$	2.66	-
	<i>ritiro</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.909	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.488	-

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

	<i>ritiro</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	3.10	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	1.66	-

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	[Mpa]
-------------------------	---------	--------	-------

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo	<i>carichi permanenti</i>	$E_{cm} =$	11888	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	17.66	-
Modulo elastico calcestruzzo	<i>ritiro</i>	$E_{cm} =$	12447	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	16.87	-

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cm} =$	33643	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione	$n(t^0) =$	6.24	-

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	3.402	[m ²]
$n(t^\infty) =$	16.87	-
$e_{cs} =$	-0.000299	-
$y_G =$	1.40	[m]
$e =$	1.05	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	12651	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	13296	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq (i)} =$	4217	[kN]
$M_{r,eq (i)} =$	4432	[kNm]

8.2.2.4 CV04

GEOMETRIA		
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	56.60 [m]
B	Larghezza totale soletta	12.50 [m]
h	Spessore soletta	0.25 [m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	9.00 [m]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75 [m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75 [m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00 [m]
c	altezza media cordoli	0.20 [m]
h _{t,max}	altezza delle travi	2.55 [m]
n	numero totale travi	4.00 -

TEMPO E AMBIENTE		
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento	ts =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	t ₀ =	28.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	t ₀ =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni	t = V _N =	36500 [gg]
Umidità relativa	RH =	70 [%]

RITIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)		
Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite		
- resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck} =	32.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{cm} =	40.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{co} =	10.00 [Mpa]
- umidità relativa	RH =	70 [%]
- umidità relativa limite	RH =	100 [%]
- area sezione conglomerato	A _c =	3.13 [m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria	u =	12.90 [m]
- parametro	h ₀ =	484 [mm]
- coefficiente	k _h =	0.704 -
	β _{RH} = -1,55 · [1-(RH/RH ₀) ³]	-1.018
tipo di cemento		N -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds1} =	4 -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds2} =	0.12 -
- deformazione per essiccamento:	ε _{cd,0} = 0,85 · [(220 + 110 α _{ds1}) · exp(-α _{ds2} · f _{cm} / f _{cm0})] · 10 ⁻⁶ · β _{RH}	-0.3535 per mille
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (∞) = k _h · ε _{cd,0}	-0.000249 -
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (t) = β _{ds} (t-ts) · ε _{cd} (∞)	-0.0002460 al tempo t
funzione di sviluppo temporale	β _{ds} (t-ts) = (t-ts) / [(t-ts) + 0.04 · h ₀ ^{3/2}]	0.9884 -
età del cls al momento considerato	t =	36500 [gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento	ts =	1 [gg]
DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO	ε _{ca} (∞) = -2.5 · (f _{ck} - 10) · 10 ⁻⁶	-0.0000550 -
DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO	ε _{cs} = ε _{cd} + ε _{ca}	-0.000301 -

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	484	mm
umidità relativa	$RH =$	70	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	$t =$	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

$$\text{ritiro} \quad \beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} = 0.99224 \quad -$$

$$\text{permanenti e deformazioni imposte} \quad \beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} = 0.99223 \quad -$$

dove:

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35$$

$$\beta_H = 960.598 \quad -$$

coefficiente di viscosità nominale

$$\text{ritiro} \quad \varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 3.169 \quad -$$

$$\text{permanenti e deformazioni imposte} \quad \varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.703$$

dove:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1.312 \quad -$$

$$\alpha_1 = 0.91 \quad -$$

$$\alpha_2 = 0.97 \quad -$$

$$\alpha_3 = 0.94 \quad -$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} = 2.66 \quad -$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) = 0.909 \quad -$$

$$\text{ritiro} \quad \beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) = 0.488 \quad -$$

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

$$\text{ritiro} \quad \varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 3.14 \quad -$$

$$\text{permanenti e deformazioni imposte} \quad \varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1.69 \quad -$$

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio $E_s = 210000$ [Mpa]

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo **carichi permanenti** $E_{cm} = 11769$ [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^\infty) = 17.84$ -

Modulo elastico calcestruzzo **ritiro** $E_{cm} = 12326$ [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^\infty) = 17.04$ -

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo $E_{cm} = 33643$ [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^0) = 6.24$ -

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	3.125	[m ²]
$n(t^\infty) =$	17.04	-
$e_{cs} =$	-0.000301	-
$y_G =$	1.43	[m]
$e =$	1.25	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	11592	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	14478	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq (i)} =$	2898	[kN]
$M_{r,eq (i)} =$	3620	[kNm]

8.2.2.5 CV05

GEOMETRIA		
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	44.00 [m]
B	Larghezza totale soletta	11.50 [m]
h	Spessore soletta	0.30 [m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	8.00 [m]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75 [m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75 [m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00 [m]
c	altezza media cordoli	0.20 [m]
h _{t,max}	altezza delle travi	2.30 [m]
n	numero totale travi	3.00 -

TEMPO E AMBIENTE		
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento	ts =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	t ₀ =	28.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	t ₀ =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni	t = V _N =	36500 [gg]
Umidità relativa	RH =	70 [%]

RITIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)		
Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite		
- resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck} =	32.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{cm} =	40.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{co} =	10.00 [Mpa]
- umidità relativa	RH =	70 [%]
- umidità relativa limite	RH =	100 [%]
- area sezione conglomerato	A _c =	3.45 [m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria	u =	12.00 [m]
- parametro	h ₀ =	575 [mm]
- coefficiente	k _h =	0.700 -
	β _{RH} = -1,55 · [1-(RH/RH ₀) ³]	-1.018
tipo di cemento		N -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds1} =	4 -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α _{ds2} =	0.12 -
- deformazione per essiccamento:	ε _{cd,0} = 0,85 · [(220 + 110 α _{ds1}) · exp(-α _{ds2} · f _{cm} / f _{cm0})] · 10 ⁻⁶ · β _{RH}	-0.3535 per mille
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (∞) = k _h · ε _{cd,0}	-0.000247 -
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	ε _{cd} (t) = β _{ds} (t-ts) · ε _{cd} (∞)	-0.0002438 al tempo t
funzione di sviluppo temporale	β _{ds} (t-ts) = (t-ts) / [(t-ts) + 0.04 · h ₀ ^{3/2}]	0.9851 -
età del cls al momento considerato	t =	36500 [gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento	ts =	1 [gg]
DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO	ε _{ca} (∞) = -2.5 · (f _{ck} - 10) · 10 ⁻⁶	-0.0000550 -
DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO	ε _{cs} = ε _{cd} + ε _{ca}	-0.000299 -

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	575	mm
umidità relativa	RH =	70	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	t =	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

$$\text{ritiro} \quad \beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} = 0.99116 \quad -$$

$$\text{permanenti e deformazioni imposte} \quad \beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} = 0.99115 \quad -$$

dove:

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35$$

$$\beta_H = 1096.354 \quad -$$

coefficiente di viscosità nominale

$$\text{ritiro} \quad \varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 3.124 \quad -$$

$$\text{permanenti e deformazioni imposte} \quad \varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.678$$

dove:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1.294 \quad -$$

$$\alpha_1 = 0.91 \quad -$$

$$\alpha_2 = 0.97 \quad -$$

$$\alpha_3 = 0.94 \quad -$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} = 2.66 \quad -$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) = 0.909 \quad -$$

$$\text{ritiro} \quad \beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) = 0.488 \quad -$$

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

$$\text{ritiro} \quad \varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 3.10 \quad -$$

$$\text{permanenti e deformazioni imposte} \quad \varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1.66 \quad -$$

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio $E_s = 210000$ [Mpa]

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo **carichi permanenti** $E_{cm} = 11888$ [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^\infty) = 17.66$ -

Modulo elastico calcestruzzo **ritiro** $E_{cm} = 12447$ [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^\infty) = 16.87$ -

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo $E_{cm} = 33643$ [Mpa]
 coefficiente di omogeneizzazione $n(t^0) = 6.24$ -

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	3.45	[m ²]
$n(t^\infty) =$	16.87	-
$e_{cs} =$	-0.000299	-
$y_G =$	1.35	[m]
$e =$	1.10	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	12830	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	14062	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq (i)} =$	4277	[kN]
$M_{r,eq (i)} =$	4687	[kNm]

8.2.2.6 CV11

GEOMETRIA		
L_{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	32.00 [m]
B	Larghezza totale soletta	12.50 [m]
h	Spessore soletta	0.25 [m]
l_p	Larghezza tratto pavimentato	9.00 [m]
$l_{c,sx}$	Larghezza cordolo sx	1.75 [m]
$l_{c,dx}$	Larghezza cordolo dx	1.75 [m]
$l_{c,c}$	Larghezza cordolo centrale	0.00 [m]
c	altezza media cordoli	0.20 [m]
$h_{t,max}$	altezza delle travi	1.30 [m]
n	numero totale travi	4.00 -

TEMPO E AMBIENTE		
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento	$t_s =$	1.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00 [gg]
Età del cls in giorni	$t = V_N =$	36500 [gg]
Umidità relativa	RH =	70 [%]

RITIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)		
Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite		
- resistenza caratteristica cilindrica cls	$f_{ck} =$	32.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} =$	40.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{co} =$	10.00 [Mpa]
- umidità relativa	RH =	70 [%]
- umidità relativa limite	RH =	100 [%]
- area sezione conglomerato	$A_c =$	3.13 [m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria	$u =$	12.90 [m]
- parametro	$h_0 =$	484 [mm]
- coefficiente	$k_h =$	0.704 -
	$\beta_{RH} = -1,55 \cdot [1-(RH/RH_0)^3] =$	-1.018
tipo di cemento		N -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	$\alpha_{ds1} =$	4 -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	$\alpha_{ds2} =$	0.12 -
- deformazione per essiccamento:	$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} =$	-0.3535 per mille
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \epsilon_{cd,0} =$	-0.000249 -
DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) \cdot \epsilon_{cd}(\infty) =$	-0.0002460 al tempo t
funzione di sviluppo temporale	$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s) + 0.04 \cdot h_0^{3/2}] =$	0.9884 -
età del cls al momento considerato	t =	36500 [gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento	$t_s =$	1 [gg]
DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO	$\epsilon_{ca}(\infty) = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} =$	-0.0000550 -
DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO	$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} =$	-0.000301 -

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	484	mm
umidità relativa	$RH =$	70	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	$t =$	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

	<i>ritiro</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99224	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99223	-
dove:			$\beta_H =$	960.598
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1 500$	per $f_{cm} \leq 35$	
		$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1 500 \alpha_3$	per $f_{cm} \geq 35$	

coefficiente di viscosità nominale

	<i>ritiro</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	3.169	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	1.703	
dove:			$\varphi_{RH} =$	1.312
		$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$	per $f_{cm} \leq 35$ MPa	$\alpha_1 =$
		$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$	per $f_{cm} > 35$ MPa	$\alpha_2 =$
				$\alpha_3 =$
		$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} =$	2.66	-
	<i>ritiro</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) =$	0.909	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) =$	0.488	-

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

	<i>ritiro</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	3.14	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	1.69	-

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	[Mpa]
-------------------------	---------	--------	-------

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo	<i>carichi permanenti</i>	$E_{cm} =$	11769	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	17.84	-
Modulo elastico calcestruzzo	<i>ritiro</i>	$E_{cm} =$	12326	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	17.04	-

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cm} =$	33643	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione	$n(t^0) =$	6.24	-

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	3.125	[m ²]
$n(t^\infty) =$	17.04	-
$e_{cs} =$	-0.000301	-
$y_G =$	0.82	[m]
$e =$	0.61	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \varepsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	11592	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	7036	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq (i)} =$	2898	[kN]
$M_{r,eq (i)} =$	1759	[kNm]

8.2.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

8.2.3.1 CV10

GEOMETRIA		
L _{tot}	Lunghezza totale in asse appoggi	116.21 [m]
B	Larghezza totale soletta	16.05 [m]
h	Spessore soletta	0.30 [m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	12.55 [m]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	1.75 [m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	1.75 [m]
l _{c,c}	Larghezza cordolo centrale	0.00 [m]
c	altezza media cordoli	0.20 [m]
h _{t,max}	altezza delle travi	2.40 [m]
n	numero totale travi	4.00 -

TEMPO E AMBIENTE		
Età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento	ts =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	t ₀ =	28.00 [gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	t ₀ =	1.00 [gg]
Età del cls in giorni	t = V _N =	36500 [gg]
Umidità relativa	RH =	70 [%]

RI TIRO (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite

- resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck} =	32.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{cm} =	40.00 [Mpa]
- resistenza media a compressione del cls a 28 gg	f _{co} =	10.00 [Mpa]
- umidità relativa	RH =	70 [%]
- umidità relativa limite	RH =	100 [%]
- area sezione conglomerato	A _c =	4.82 [m ²]
- perimetro della sezione di cls esposta all'aria	u =	16.55 [m]
- parametro	h ₀ =	582 [mm]
- coefficiente	k _h =	0.700 -
	$\beta_{RH} = -1,55 \cdot [1 - (RH/RH_0)^3]$	-1.018
tipo di cemento		N -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α_{ds1} =	4 -
coefficiente che dipende dal tipo di cemento	α_{ds2} =	0.12 -
- deformazione per essiccamento:	$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$	-0.3535 per mille

DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$	-0.000247 -
---	---	-------------

DEFORMAZIONE PER RITIRO DA ESSICCAMENTO	$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-ts) \cdot \epsilon_{cd}(\infty)$	-0.0002437 al tempo t
funzione di sviluppo temporale	$\beta_{ds}(t-ts) = (t-ts) / [(t-ts) + 0.04 \cdot h_0^{3/2}]$	0.9849 -
età del cls al momento considerato	t =	36500 [gg]
età del cls al momento del ritiro da essiccamento	ts =	1 [gg]

DEFORMAZIONE PER RITIRO AUTOGENO	$\epsilon_{ca}(\infty) = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$	-0.0000550 -
----------------------------------	--	--------------

DEFORMAZIONE TOTALE PER RITIRO	$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	-0.000299 -
--------------------------------	---	-------------

VISCOSITA' (UNIEN1992-1-1: Sezione 3 - Appendice B)

parametro	$h_0 = 2A/u =$	582	mm
umidità relativa	$RH =$	70	[%]
resistenza media a compressione del cls a 28 gg	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40.00	[N/mm ²]
età del cls al tempo considerato	$t =$	36500	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	$t_0 =$	28.00	[gg]
Età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del ritiro	$t_0 =$	1.00	[gg]

coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo

	<i>ritiro</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99108	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0))]^{0.3} =$	0.99107	-
dove:				
		$\beta_H =$	1106.663	-

$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500$ per $f_{cm} \leq 35$
 $\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$ per $f_{cm} \geq 35$

coefficiente di viscosità nominale

	<i>ritiro</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	3.121	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$	1.677	-
dove:				
		$\varphi_{RH} =$	1.292	-
		$\alpha_1 =$	0.91	-
		$\alpha_2 =$	0.97	-
		$\alpha_3 =$	0.94	-
		$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{1/2} =$	2.66	-
	<i>ritiro</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.909	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0.2}) =$	0.488	-

$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$ per $f_{cm} \leq 35$ MPa
 $\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$ per $f_{cm} > 35$ MPa

COEFFICIENTE DI VISCOSITA'

	<i>ritiro</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	3.09	-
	<i>permanenti e deformazioni imposte</i>	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$	1.66	-

CALCOLO MODULI ELASTICI CLS E COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

FASE 1 - pesi propri strutturali con cls ancora inerte

Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	[Mpa]
-------------------------	---------	--------	-------

FASE 2 - per le azioni di lunga durata: permanenti portati, ritiro, distorsioni e cedimenti

Modulo elastico calcestruzzo	<i>carichi permanenti</i>	$E_{cm} =$	11897	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	17.65	-
Modulo elastico calcestruzzo	<i>ritiro</i>	$E_{cm} =$	12455	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione		$n(t^\infty) =$	16.86	-

FASE 3 - per le azioni di breve durata: traffico veicolare, variazione termica, vento, sisma, accidentali

Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cm} =$	33643	[Mpa]
coefficiente di omogeneizzazione	$n(t^0) =$	6.24	-

CALCOLO AZIONI DA RITIRO:

Le azioni da ritiro sono riconducibili ad:

- sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo e compressione in sezione mista
- flessione composta a compressione assiale applicata alla sezione mista

- area sezione conglomerato
- coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
- deformazioni da ritiro
- ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
- eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$A_c =$	4.815	[m ²]
$n(t^\infty) =$	16.86	-
$e_{cs} =$	-0.000299	-
$y_G =$	1.48	[m]
$e =$	1.07	[m]

sull'intero impalcato risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = A_c \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_a / n =$	17914	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	19150	[kNm]

per singola trave risulta:

- sforzo normale sezione mista
- momento flettente sezione mista

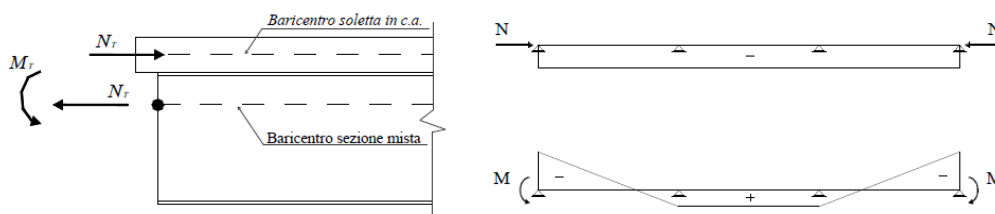
$N_{r,eq (i)} =$	4479	[kN]
$M_{r,eq (i)} =$	4788	[kNm]

8.3 Variazione termica

Per quanto riguarda gli effetti della temperatura sulla struttura sono state valutate le seguenti condizioni di carico:

- ❖ Variazione termica uniforme sull'altezza della trave.
- ❖ Variazione termica differenziale: si considera alternativamente (a seconda dell'effetto più gravoso) un gradiente termico di 10°C.
- ❖ Gradiente termico di 5° tra la soletta e la trave metallica.

La coazione prodotta dal gradiente termico si traduce, nel caso di gradiente termico positivo (soletta a temperatura maggiore di quella della trave metallica), in uno sforzo di compressione agente sulla sola soletta di calcestruzzo che si aggiunge ad una tensoflessione agente, invece, sull'intera sezione composta acciaio-calcestruzzo.



8.3.1 Opere a telaio

8.3.1.1 CV06

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

Variazione termica uniforme

coefficiente di dilatazione
dilatazione termica uniforme
deformazione da temperatura uniforme

$\alpha =$	0.000012	-
$dt =$	15	[°]
$\alpha \cdot dt \cdot L =$	1.18	[cm]

Variazione termica differenziale sull'altezza della trave:

dilatazione termica
ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
area sezione conglomerato
eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$dt =$	5	[°]
$y_G =$	1.22	[m]
$A_c =$	1.01	[m ²]
$e =$	0.33	[m]

sull'intero impalcato risulta:

sforzo normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n =$	2044	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	672	[kNm]

per singola trave risulta:

sforzo normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$N_{r,eq(i)} =$	2044	[kN]
$M_{r,eq(i)} =$	672	[kNm]

Variazione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$dt =$	10	[°]
--------	----	-----

8.3.2 Opere con impalcato ad una campata

8.3.2.1 CV01

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

Variatione termica uniforme

coefficiente di dilatazione
dilatazione termica uniforme
deformazione da temperatura uniforme

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.000012 && - \\ dt &= 15 && [^{\circ}] \\ \alpha \cdot dt \cdot L &= 0.90 && [cm] \end{aligned}$$

Variatione termica differenziale tra soletta e trave:

dilatazione termica
ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
area sezione conglomerato
eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$$\begin{aligned} dt &= 5 && [^{\circ}] \\ y_G &= 1.87 && [m] \\ A_c &= 3.15 && [m^2] \\ e &= 0.78 && [m] \end{aligned}$$

sull'intero impalcato risulta:

sforzo normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$$\begin{aligned} N_{r,eq} &= \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n = 6358 && [kN] \\ M_{r,eq} &= N_{r,eq} \cdot e = 4985 && [kNm] \end{aligned}$$

per singola trave risulta:

sforzo normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$$\begin{aligned} N_{r,eq(i)} &= 2119 && [kN] \\ M_{r,eq(i)} &= 1662 && [kNm] \end{aligned}$$

Variatione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$$dt = 10 \quad [^{\circ}]$$

8.3.2.2 CV02

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

variazione termica uniforme

coefficiente di dilatazione
dilatazione termica uniforme
deformazione da temperatura uniforme

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.000012 && - \\ dt &= 15 && [^{\circ}] \\ \alpha \cdot dt \cdot L &= 0.90 && [cm] \end{aligned}$$

Variatione termica differenziale tra soletta e trave:

dilatazione termica
ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
area sezione conglomerato
eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$$\begin{aligned} dt &= 5 && [^{\circ}] \\ y_G &= 2.01 && [m] \\ A_c &= 3.41 && [m^2] \\ e &= 0.85 && [m] \end{aligned}$$

sull'intero impalcato risulta:

sforzo normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$$\begin{aligned} N_{r,eq} &= \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n = 6873 && [kN] \\ M_{r,eq} &= N_{r,eq} \cdot e = 5808 && [kNm] \end{aligned}$$

per singola trave risulta:

sforzo normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$$\begin{aligned} N_{r,eq(i)} &= 2291 && [kN] \\ M_{r,eq(i)} &= 1936 && [kNm] \end{aligned}$$

Variatione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$$dt = 10 \quad [^{\circ}]$$

8.3.2.3 CV03

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

variazione termica uniforme

coefficiente di dilatazione
dilatazione termica uniforme
deformazione da temperatura uniforme

$\alpha =$	0.000012	-
$dt =$	15	[°]
$\alpha \cdot dt \cdot L =$	0.76	[cm]

Variazione termica differenziale tra soletta e trave:

dilatazione termica
ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
area sezione conglomerato
eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$dt =$	5	[°]
$y_G =$	1.75	[m]
$A_c =$	3.40	[m ²]
$e =$	0.70	[m]

sull'intero impalcato risulta:

sforzamento normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n =$	6867	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	4793	[kNm]

per singola trave risulta:

sforzamento normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$N_{r,eq(i)} =$	2289	[kN]
$M_{r,eq(i)} =$	1598	[kNm]

Variazione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$dt =$	10	[°]
--------	----	-----

8.3.2.4 CV04

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

variazione termica uniforme

coefficiente di dilatazione
dilatazione termica uniforme
deformazione da temperatura uniforme

$\alpha =$	0.000012	-
$dt =$	15	[°]
$\alpha \cdot dt \cdot L =$	1.02	[cm]

Variazione termica differenziale tra soletta e trave:

dilatazione termica
ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
area sezione conglomerato
eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$dt =$	5	[°]
$y_G =$	1.74	[m]
$A_c =$	3.13	[m ²]
$e =$	0.93	[m]

sull'intero impalcato risulta:

sforzamento normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$N_{r,eq} = \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n =$	6308	[kN]
$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e =$	5892	[kNm]

per singola trave risulta:

sforzamento normale sezione mista
momento flettente sezione mista

$N_{r,eq(i)} =$	1577	[kN]
$M_{r,eq(i)} =$	1473	[kNm]

Variazione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$dt =$	10	[°]
--------	----	-----

8.3.2.5 CV05

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

Variatione termica uniforme

coefficiente di dilatazione
 dilatazione termica uniforme
 deformazione da temperatura uniforme

$$\alpha = 0.000012 \quad -$$

$$dt = 15 \quad [^{\circ}]$$

$$\alpha \cdot dt \cdot L = 0.79 \quad [cm]$$

Variatione termica differenziale tra soletta e trave:

dilatazione termica
 ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
 area sezione conglomerato
 eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$$dt = 5 \quad [^{\circ}]$$

$$y_G = 1.71 \quad [m]$$

$$A_c = 3.45 \quad [m^2]$$

$$e = 0.74 \quad [m]$$

sull'intero impalcato risulta:

sforzamento normale sezione mista
 momento flettente sezione mista

$$N_{r,eq} = \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n = 6964 \quad [kN]$$

$$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e = 5167 \quad [kNm]$$

per singola trave risulta:

sforzamento normale sezione mista
 momento flettente sezione mista

$$N_{r,eq(i)} = 2321 \quad [kN]$$

$$M_{r,eq(i)} = 1722 \quad [kNm]$$

Variatione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$$dt = 10 \quad [^{\circ}]$$

8.3.2.6 CV11

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

Variatione termica uniforme

coefficiente di dilatazione
 dilatazione termica uniforme
 deformazione da temperatura uniforme

$$\alpha = 0.000012 \quad -$$

$$dt = 15 \quad [^{\circ}]$$

$$\alpha \cdot dt \cdot L = 0.58 \quad [cm]$$

Variatione termica differenziale tra soletta e trave:

dilatazione termica
 ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf
 area sezione conglomerato
 eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$$dt = 5 \quad [^{\circ}]$$

$$y_G = 0.99 \quad [m]$$

$$A_c = 3.13 \quad [m^2]$$

$$e = 0.43 \quad [m]$$

sull'intero impalcato risulta:

sforzamento normale sezione mista
 momento flettente sezione mista

$$N_{r,eq} = \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n = 6308 \quad [kN]$$

$$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e = 2731 \quad [kNm]$$

per singola trave risulta:

sforzamento normale sezione mista
 momento flettente sezione mista

$$N_{r,eq(i)} = 1577 \quad [kN]$$

$$M_{r,eq(i)} = 683 \quad [kNm]$$

Variatione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$$dt = 10 \quad [^{\circ}]$$

8.3.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

8.3.3.1 CV10

VARIAZIONI TERMICHE (e₃)

Variazione termica uniforme

coefficiente di dilatazione

$$\alpha = 0.000012 \quad -$$

dilatazione termica uniforme

$$dt = 15 \quad [^{\circ}]$$

deformazione da temperatura uniforme

$$\alpha \cdot dt \cdot L = 2.09 \quad [\text{cm}]$$

Variazione termica differenziale tra soletta e trave:

dilatazione termica

$$dt = 5 \quad [^{\circ}]$$

ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf

$$y_G = 1.97 \quad [\text{m}]$$

area sezione conglomerato

$$A_c = 4.82 \quad [\text{m}^2]$$

eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione composta

$$e = 0.58 \quad [\text{m}]$$

sull'intero impalcato risulta:

sforzamento normale sezione mista

$$N_{r,eq} = \alpha \cdot dt \cdot A_c \cdot E_a / n = 9719 \quad [\text{kN}]$$

momento flettente sezione mista

$$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot e = 5666 \quad [\text{kNm}]$$

per singola trave risulta:

sforzamento normale sezione mista

$$N_{r,eq(i)} = 2430 \quad [\text{kN}]$$

momento flettente sezione mista

$$M_{r,eq(i)} = 1417 \quad [\text{kNm}]$$

Variazione termica differenziale trave:

dilatazione termica

$$dt = 10 \quad [^{\circ}]$$

Le strutture in esame non sono suscettibili ai cedimenti verticali imposti, pertanto, queste azioni non vengono prese in considerazione.

8.4 Azioni da Traffico

Si considerano gravanti sull'impalcato le colonne di carichi mobili di seguito specificate (DM 17/01/2018 § 5.1.3.3):

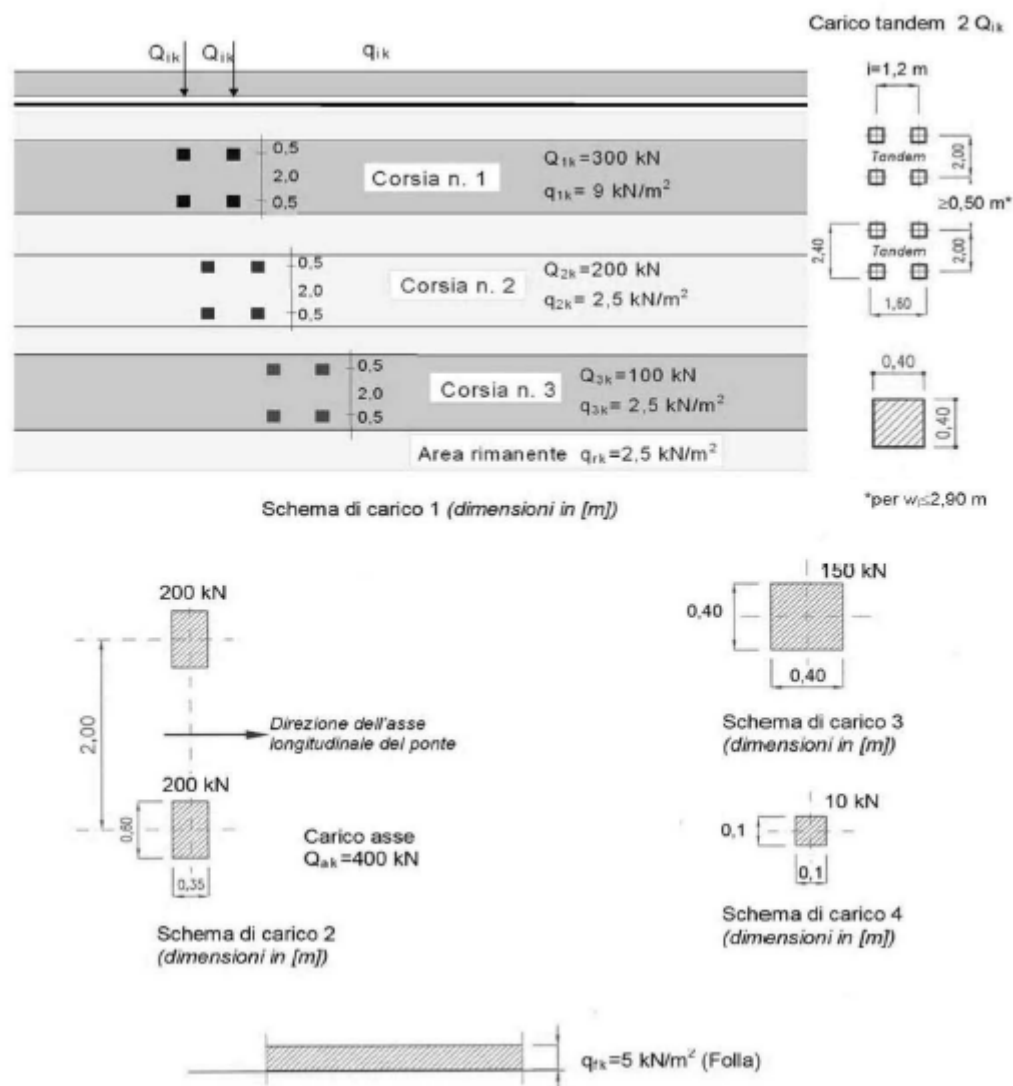


Figura 47 - Schema carichi Mobili N.T.C. 2018

Schema 1

- ❖ una prima colonna di carichi costituita da un automezzo aderente al cordolo Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanziati di 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m, più carichi q_{1k} di 9 kN/mq distribuiti linearmente in asse al convoglio oltre l'ingombro di Q_{1k} ;
- ❖ una seconda colonna di carichi costituita da un automezzo adiacente alla stesa n.1, costituita da carichi Q_{2k} di 400 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanziati di 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m, più carichi q_{2k} di 2.5 kN/mq distribuiti linearmente in asse al convoglio oltre l'ingombro di Q_{2k} , posta ad interasse dalla precedente di 3.00 m.

- ❖ Nella parte rimanente di carreggiata, oltre l'ingombro delle prime stese di carichi, si considera anche un carico q_{rk} di 2.5 kN/mq.

I suddetti carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I del DM 17/01/2018):

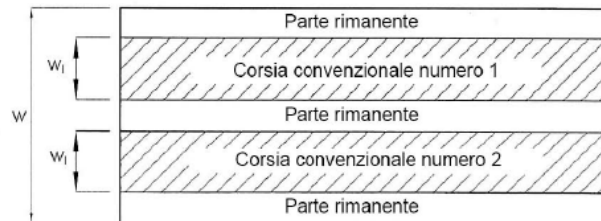


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La disposizione delle corsie nella carreggiata è scelta in modo da ottenere la situazione più gravosa. Per tutte le opere i modelli di calcolo sono poi applicati longitudinalmente come suggerito dalle linee di influenza in modo da ottenere l'effetto più sfavorevole nelle sezioni di verifica considerate.

Si espone di seguito il dettaglio dei carichi mobili agenti sull'impalcato.

Per tutte le opere, ad eccezione dei CV06, CV07, CV08 e CV09, l'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi. Per i cavalcavia CV06, CV07, CV08 e CV09 sono state invece modellate tutte le stese di carico nel modello F.E.M. 3d.

Schema 2

Utilizzato per le sole verifiche locali. Esso è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare (di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m) e con asse longitudinale posto nella posizione più gravosa.

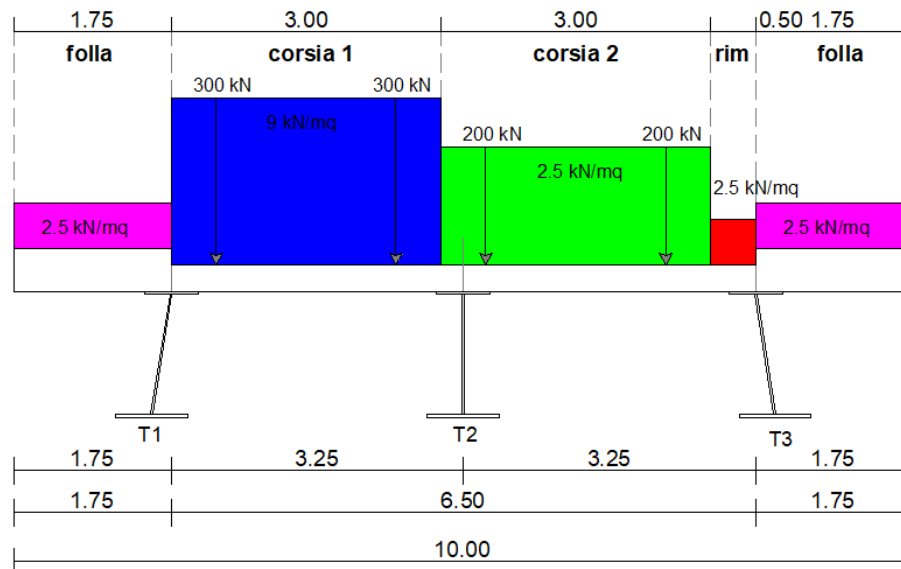
Schema 5

Utilizzato sia per le verifiche globali che per quelle locali. Esso è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,00 kN/m². Il valore di combinazione è 2,50 kN/m². Il carico della folla è applicato su tutte le zone significative della superficie d'influenza, inclusa l'area occupata dai guardrail.

8.4.1 Opere a telaio

8.4.1.1 CV06

Schema di carico 1



AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (q)

Schema di carico 1

w	Larghezza corsia di marcia	6.50	[m]
n _i	numero di corsie convenzionali	2.00	-
w _i	Larghezza di una corsia convenzionale	3.00	[m]
w _{rim}	Larghezza della zona rimanente	0.50	[m]
Corsia numero 1			
Q _{1k}	carico singolo asse	300.00	[kN]
q _{1k}	carico distribuito	9.00	[kN/m ²]
Corsia numero 2			
Q _{2k}	carico singolo asse	200.00	[kN]
q _{2k}	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
Corsia numero 3			
Q _{3k}	carico singolo asse	0.00	[kN]
q _{3k}	carico distribuito	0.00	[kN/m ²]
Parte rimanente			
q _{rk}	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
Folla			
q _s	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
Carico verticale totale - assi tandem		1000.00	[kN]
Carico verticale totale - carico distribuito		2345.20	[kN]
Carico verticale totale - folla sx e dx		574.00	[kN]

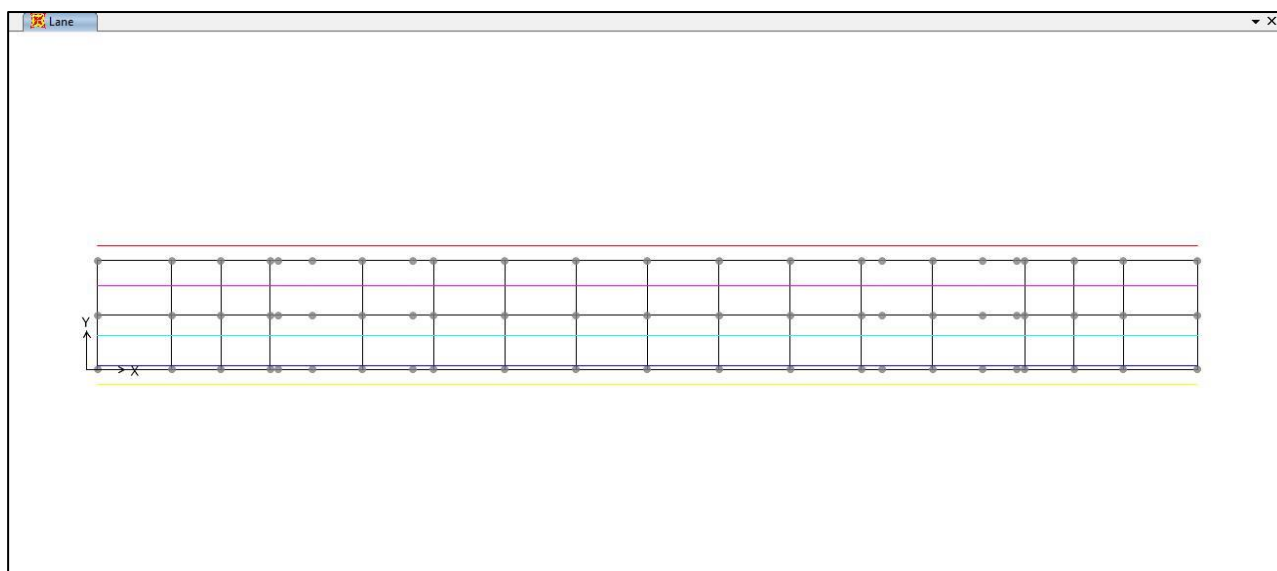
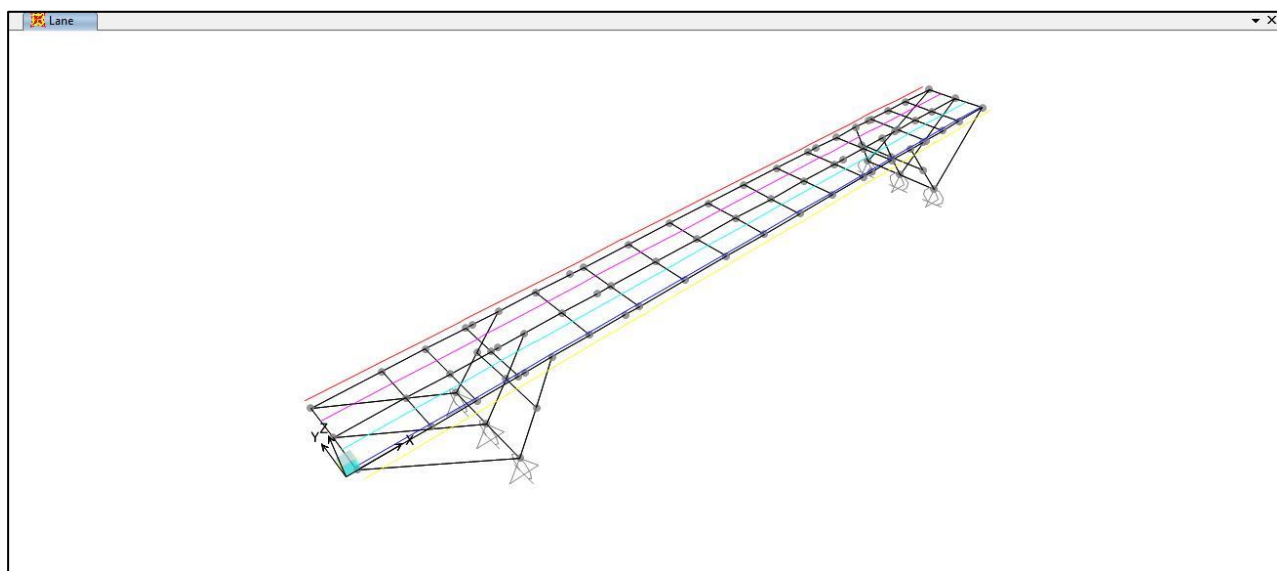
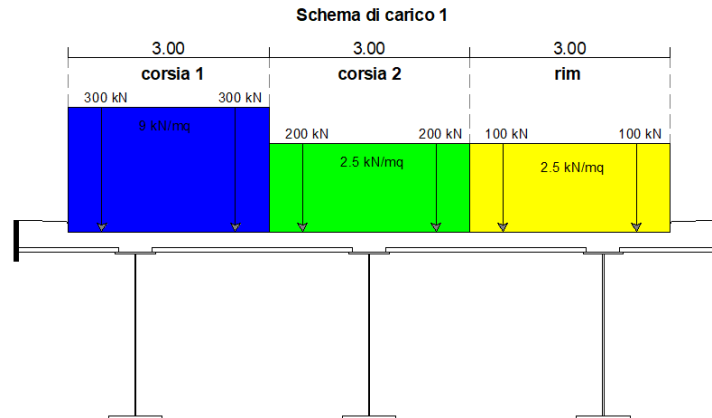


Figura 48 - Schema carichi Mobili – linee di influenza modello FEM

8.4.2 Opere con impalcato ad una campata

8.4.2.1 CV01



coefficienti di Courbon

numero totale di travate	3	-
interasse travate	3.50	m

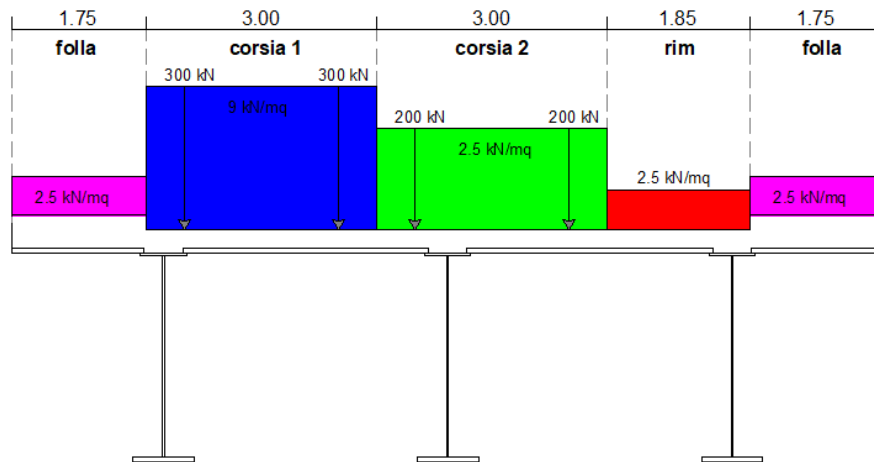
- F** forza unitaria viaggiante in senso trasversale
x_i posizione delle travate principali rispetto alla mezzzeria dell'impalcato
e eccentricità della forza viaggiante in direzione trasversale
R_i reazioni in corrispondenza delle travate per il carico posizionato con eccentricità "e"

		F =	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
		e (m) =	0.00	-3.00	0.00	3.00	0.00	0.00
		xi (m)	folia_sx	1a corsia	2a corsia	3a corsia	rim	folia_dx
Trave 1	-3.50	R ₁	0.00	0.76	0.33	-0.10	0.00	0.00
Trave 2	0.00	R ₂	0.00	0.33	0.33	0.33	0.00	0.00
Trave 3	3.50	R ₃	0.00	-0.10	0.33	0.76	0.00	0.00
$\sum_i x_i^2$	24.50	$R_i = \frac{F}{n^\circ \text{travi}} + \frac{M \cdot x_{max}}{\sum_i x_i^2}$						

		T1	T2	T3	
		q ₁	q ₂	q ₃	
Carichi variabili					
folia dx - carico distribuito	q ₅	0.00	0.00	0.00	[kN/m]
prima corsia - carico distribuito	q _{1k}	20.57	9.00	-2.57	[kN/m]
seconda corsia - carico distribuito	q _{2k}	2.50	2.50	2.50	[kN/m]
terza corsia - carico distribuito	q _{3k}	-0.71	2.50	5.71	[kN/m]
parte rimanente - carico distribuito	q _{rk}	0.00	0.00	0.00	[kN/m]
folia sx - carico distribuito	q ₅	0.00	0.00	0.00	[kN/m]
prima corsia -carico tot assi	Q _{1k}	457.14	200.00	-57.14	[kN]
seconda corsia -carico tot assi	Q _{2k}	133.33	133.33	133.33	[kN]
terza corsia -carico tot assi	Q _{3k}	-19.05	66.67	152.38	[kN]
distr, somma_max=		23.07	14.00	8.21	[kN/m]
distr, somma=		22.36	14.00	5.64	[kN/m]
tandem, somma_max=		590.48	400.00	285.71	[kN]
tandem, somma=		571.43	400.00	228.57	[kN]

8.4.2.2 CV02

Schema di carico 1



coefficienti di Courbon

numero totale di travate

3

interasse travate

3.70 m

F forza unitaria viaggiante in senso trasversale

x_i posizione delle travate principali rispetto alla mezzera dell'impalcato

e eccentricità della forza viaggiante in direzione trasversale

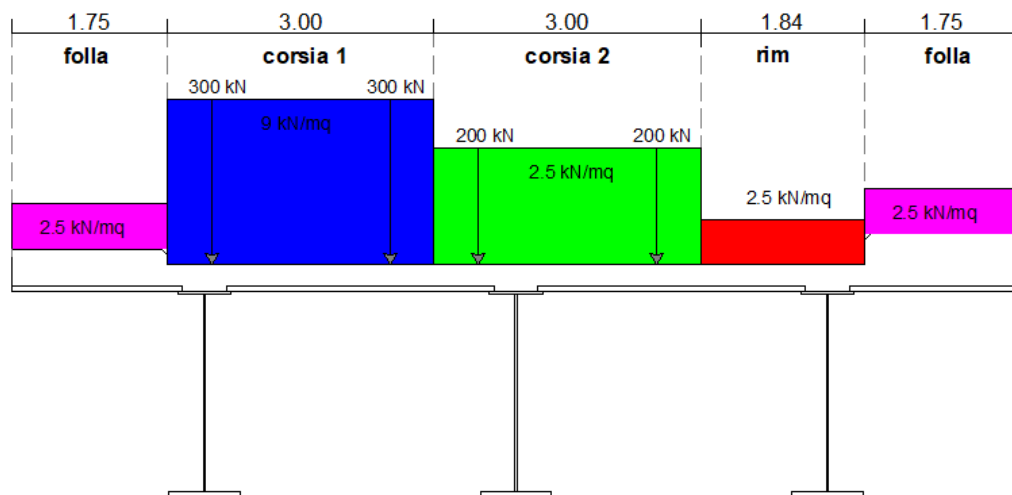
R_i reazioni in corrispondenza delle travate per il carico posizionato con eccentricità "e"

		F = 1.00 1.00 1.00 0.00 1.00 1.00						
		e (m) = -4.80 -2.43 0.58 0.00 3.00 4.80						
		folia_sx 1a corsia 2a corsia 3a corsia rim folia_dx						
Trave 1	-3.70	R_1	0.98	0.66	0.26	0.00	-0.07	-0.32
Trave 2	0.00	R_2	0.33	0.33	0.33	0.00	0.33	0.33
Trave 3	3.70	R_3	-0.32	0.01	0.41	0.00	0.74	0.98
$\sum x_i^2$	27.38	$R_i = \frac{F}{n^\circ \text{travate}} + \frac{M \cdot x_{max}}{\sum x_i^2}$						

Carichi variabili

		T1	T2	T3	
		q ₁	q ₂	q ₃	
folia dx - carico distribuito	q ₅	4.30	1.46	-1.38	[kN/m]
prima corsia - carico distribuito	q _{1k}	17.85	9.00	0.15	[kN/m]
seconda corsia - carico distribuito	q _{2k}	1.92	2.50	3.08	[kN/m]
terza corsia - carico distribuito	q _{3k}	0.00	0.00	0.00	[kN/m]
parte rimanente - carico distribuito	q _{rk}	-0.33	1.54	3.42	[kN/m]
folia sx - carico distribuito	q ₅	-1.38	1.46	4.30	[kN/m]
prima corsia - carico tot assi	Q _{1k}	396.62	200.00	3.38	[kN]
seconda corsia - carico tot assi	Q _{2k}	102.25	133.33	164.41	[kN]
terza corsia - carico tot assi	Q _{3k}	0.00	0.00	0.00	[kN]
distr, somma_max=		24.06	15.96	10.95	[kN/m]
distr, somma=		22.35	15.96	9.57	[kN/m]
tandem, somma_max=		498.87	333.33	167.79	[kN]
tandem, somma=		498.87	333.33	167.79	[kN]

8.4.2.3 CV03



coefficienti di Courbon

numero totale di travi	3	-
interasse travi	3.50	m

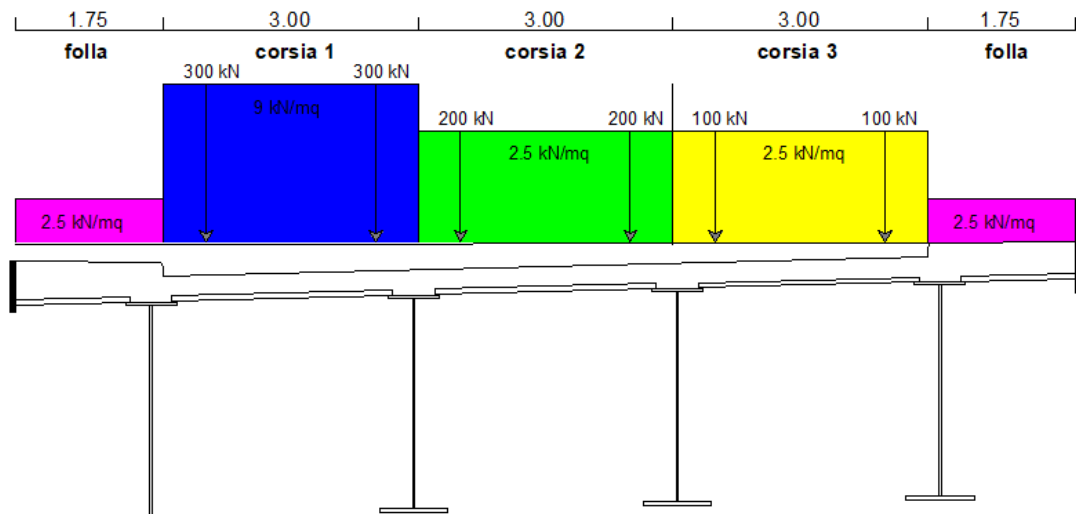
- F** forza unitaria viaggiante in senso trasversale
- x_i** posizione delle travi principali rispetto alla mezzeria dell'impalcato
- e** eccentricità della forza viaggiante in direzione trasversale
- R_i** reazioni in corrispondenza delle travi per il carico posizionato con eccentricità "e"

		F =	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
	e (m) =		-4.80	-2.42	0.58	0.00	3.00	4.80
	x _i (m)		follo_sx	1a corsia	2a corsia	3a corsia	rim	follo_dx
Trave 1	-3.50	R ₁	1.02	0.68	0.25	0.00	-0.10	-0.35
Trave 2	0.00	R ₂	0.33	0.33	0.33	0.00	0.33	0.33
Trave 3	3.50	R ₃	-0.35	-0.01	0.42	0.00	0.76	1.02
$\sum_i x_i^2$	24.50		$R_i = \frac{F}{n^\circ \text{travi}} + \frac{M \cdot x_{max}}{\sum_i x_i^2}$					

Carichi variabili		T1			T2			T3		
		q ₁	q ₂	q ₃	q ₁	q ₂	q ₃	q ₁	q ₂	q ₃
follo dx - carico distribuito	q ₅	4.46	1.46	-1.54						
prima corsia - carico distribuito	q _{1k}	18.33	9.00	-0.33						
seconda corsia - carico distribuito	q _{2k}	1.88	2.50	3.12						
terza corsia - carico distribuito	q _{3k}	0.00	0.00	0.00						
parte rimanente - carico distribuito	q _{rk}	-0.44	1.53	3.50						
follo sx - carico distribuito	q ₅	-1.54	1.46	4.46						
prima corsia -carico tot assi	Q _{1k}	407.43	200.00	-7.43						
seconda corsia -carico tot assi	Q _{2k}	100.19	133.33	166.48						
terza corsia -carico tot assi	Q _{3k}	0.00	0.00	0.00						
	distr, somma_max=	24.67	15.95	11.08						
	distr, somma=	22.69	15.95	9.21						
	tandem, somma_max=	507.62	333.33	166.48						
	tandem, somma=	507.62	333.33	159.05						

8.4.2.4 CV04

Schema di carico 1



coefficienti di Courbon

numero totale di travi	4	-
interasse travi	3.10	m

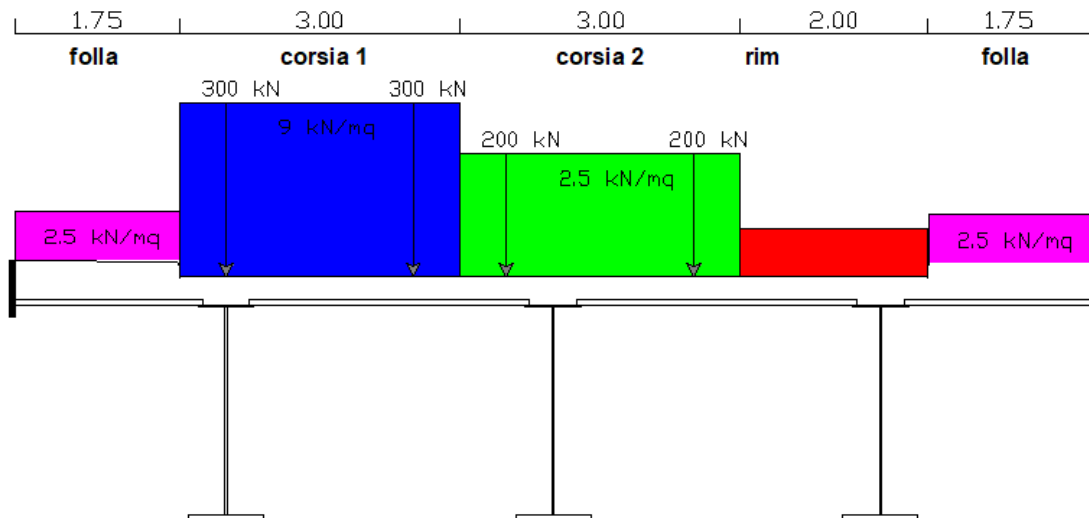
- F forza unitaria viaggiante in senso trasversale
 x_i posizione delle travi principali rispetto alla mezzeria dell'impalcato
 e eccentricità della forza viaggiante in direzione trasversale
 R_i reazioni in corrispondenza delle travi per il carico posizionato con eccentricità "e"

		F =	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
		e (m) =	-5.38	-3.00	0.00	3.00	0.00	5.38
		x_i (m)	folia_sx	1a corsia	2a corsia	3a corsia	rim	folia_dx
Trave 1	-4.65	R_1	0.77	0.54	0.25	-0.04	0.00	-0.27
Trave 2	-1.55	R_2	0.42	0.35	0.25	0.15	0.00	0.08
Trave 3	1.55	R_3	0.08	0.15	0.25	0.35	0.00	0.42
Trave 4	4.65	R_4	-0.27	-0.04	0.25	0.54	0.00	0.77
$\sum x_i^2$	48.05		$R_i = \frac{F}{n^\circ \text{travi}} + \frac{M \cdot x_{max}}{\sum x_i^2}$					

		T1	T2	T3	T4	
		q_1	q_2	q_3	q_4	
Carichi variabili						
folia dx - carico distribuito	q_5	3.37	1.85	0.34	-1.18	[kN/m]
prima corsia - carico distribuito	q_{1k}	14.59	9.36	4.14	-1.09	[kN/m]
seconda corsia - carico distribuito	q_{2k}	1.88	1.88	1.88	1.88	[kN/m]
terza corsia - carico distribuito	q_{3k}	-0.30	1.15	2.60	4.05	[kN/m]
parte rimanente - carico distribuito	q_{rk}	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN/m]
folia sx - carico distribuito	q_5	-1.18	0.34	1.85	3.37	[kN/m]
prima corsia -carico tot assi	Q_{1k}	324.19	208.06	91.94	-24.19	[kN]
seconda corsia -carico tot assi	Q_{2k}	100.00	100.00	100.00	100.00	[kN]
terza corsia -carico tot assi	Q_{3k}	-8.06	30.65	69.35	108.06	[kN]
distr, somma_max=		19.83	14.57	10.80	9.30	[kN/m]
distr, somma=		18.35	14.57	10.80	7.03	[kN/m]
tandem, somma_max=		424.19	338.71	261.29	208.06	[kN]
tandem, somma=		416.13	338.71	261.29	183.87	[kN]

8.4.2.5 CV05

Schema di carico 1



coefficienti di Courbon

numero totale di travi	3	-
interasse travi	3.50	m

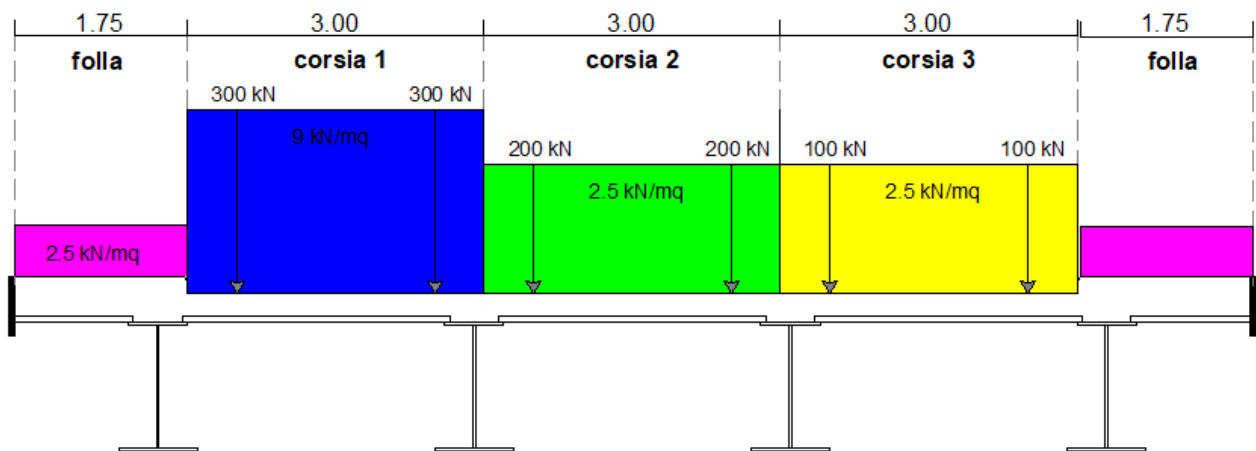
- F forza unitaria viaggiante in senso trasversale
- x_i posizione delle travi principali rispetto alla mezzera dell'impalcato
- e eccentricità della forza viaggiante in direzione trasversale
- R_i reazioni in corrispondenza delle travi per il carico posizionato con eccentricità "e"

		F =	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
	e (m) =		-4.88	-2.50	0.50	0.00	3.00	4.88
	x_i (m)		follo_sx	1a corsia	2a corsia	3a corsia	rim	follo_dx
Trave 1	-3.50	R_1	1.03	0.69	0.26	0.00	-0.10	-0.36
Trave 2	0.00	R_2	0.33	0.33	0.33	0.00	0.33	0.33
Trave 3	3.50	R_3	-0.36	-0.02	0.40	0.00	0.76	1.03
$\sum_i x_i^2$	24.50		$R_i = \frac{F}{n^\circ \text{travi}} + \frac{M \cdot x_{max}}{\sum_i x_i^2}$					

Carichi variabili		T1			T2			T3		
		q_1	q_2	q_3	q_1	q_2	q_3	q_1	q_2	q_3
follo dx - carico distribuito	q_5	4.51	1.46	-1.59						
prima corsia - carico distribuito	q_{1k}	18.64	9.00	-0.64						
seconda corsia - carico distribuito	q_{2k}	1.96	2.50	3.04						
terza corsia - carico distribuito	q_{3k}	0.00	0.00	0.00						
parte rimanente - carico distribuito	q_{rk}	-0.48	1.67	3.81						
follo sx - carico distribuito	q_5	-1.59	1.46	4.51						
prima corsia -carico tot assi	Q_{1k}	414.29	200.00	-14.29						
seconda corsia -carico tot assi	Q_{2k}	104.76	133.33	161.90						
terza corsia -carico tot assi	Q_{3k}	0.00	0.00	0.00						
distr, somma_max=		25.11	16.08	11.35						
distr, somma=		23.05	16.08	9.12						
tandem, somma_max=		519.05	333.33	161.90						
tandem, somma=		519.05	333.33	147.62						

8.4.2.6 CV11

Schema di carico 1



coefficienti di Courbon

numero totale di travi	4	-
interasse travi	3.20	m

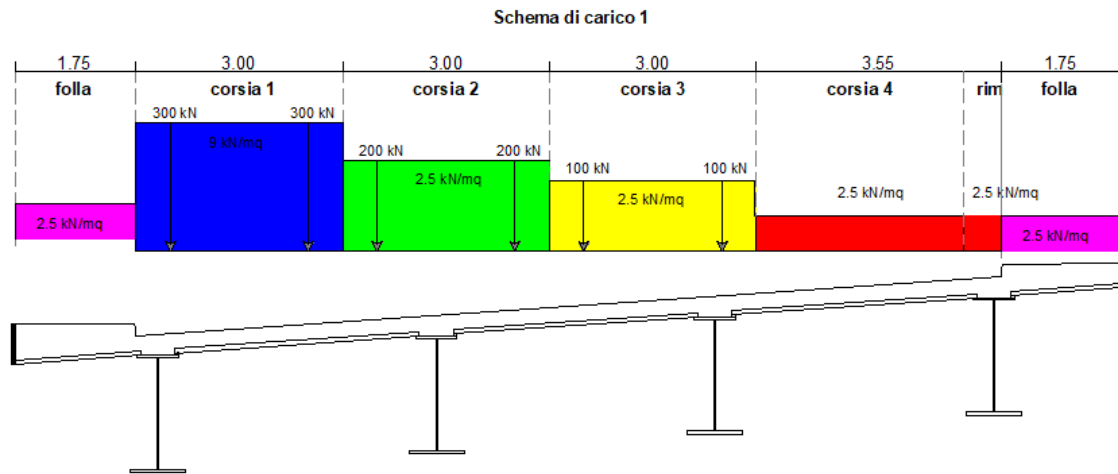
- F forza unitaria viaggiante in senso trasversale
- x_i posizione delle travi principali rispetto alla mezzera dell'impalcato
- e eccentricità della forza viaggiante in direzione trasversale
- R_i reazioni in corrispondenza delle travi per il carico posizionato con eccentricità "e"

		F =	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
		e (m) =	-5.38	-3.00	0.00	3.00	0.00	5.38
	xi (m)		folia_sx	1a corsia	2a corsia	3a corsia	rim	folia_dx
Trave 1	-4.80	R_1	0.75	0.53	0.25	-0.03	0.00	-0.25
Trave 2	-1.60	R_2	0.42	0.34	0.25	0.16	0.00	0.08
Trave 3	1.60	R_3	0.08	0.16	0.25	0.34	0.00	0.42
Trave 4	4.80	R_4	-0.25	-0.03	0.25	0.53	0.00	0.75
$\sum x_i^2$	51.20		$R_i = \frac{F}{n^\circ \text{travi}} + \frac{M \cdot x_{max}}{\sum x_i^2}$					

			T1	T2	T3	T4	
			q ₁	q ₂	q ₃	q ₄	
Carichi variabili							
folia dx - carico distribuito	q ₅		3.30	1.83	0.36	-1.11	[kN/m]
prima corsia - carico distribuito	q _{1k}		14.34	9.28	4.22	-0.84	[kN/m]
seconda corsia - carico distribuito	q _{2k}		1.88	1.88	1.88	1.88	[kN/m]
terza corsia - carico distribuito	q _{3k}		-0.23	1.17	2.58	3.98	[kN/m]
parte rimanente - carico distribuito	q _{rk}		0.00	0.00	0.00	0.00	[kN/m]
folia sx - carico distribuito	q ₅		-1.11	0.36	1.83	3.30	[kN/m]
prima corsia -carico tot assi	Q _{1k}		318.75	206.25	93.75	-18.75	[kN]
seconda corsia -carico tot assi	Q _{2k}		100.00	100.00	100.00	100.00	[kN]
terza corsia -carico tot assi	Q _{3k}		-6.25	31.25	68.75	106.25	[kN]
	distr, somma_max=		19.52	14.52	10.86	9.16	[kN/m]
	distr, somma=		18.17	14.52	10.86	7.20	[kN/m]
	tandem, somma_max=		418.75	337.50	262.50	206.25	[kN]
	tandem, somma=		412.50	337.50	262.50	187.50	[kN]

8.4.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

8.4.3.1 CV10



coefficienti di Courbon

numero totale di travi	4	-
interasse travi	4.04	m

- F forza unitaria viaggiante in senso trasversale
- x_i posizione delle travi principali rispetto alla mezzeria dell'impalcato
- e eccentricità della forza viaggiante in direzione trasversale
- R_i reazioni in corrispondenza delle travi per il carico posizionato con eccentricità "e"

		F =	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		e (m) =	-7.15	-4.78	-1.78	1.23	4.50	7.15
		xi (m)	follo_sx	1a corsia	2a corsia	3a corsia	rim	follo_dx
Trave 1	-6.06	R_1	0.78	0.60	0.38	0.16	-0.08	-0.28
Trave 2	-2.02	R_2	0.43	0.37	0.29	0.22	0.14	0.07
Trave 3	2.02	R_3	0.07	0.13	0.21	0.28	0.36	0.43
Trave 4	6.06	R_4	-0.28	-0.10	0.12	0.34	0.58	0.78
$\sum_i x_i^2$	81.61		$R_i = \frac{F}{n^\circ \text{travi}} + \frac{M \cdot x_{max}}{\sum_i x^2}$					

			T1	T2	T3	T4	
			q ₁	q ₂	q ₃	q ₄	
Carichi variabili							
follo dx - carico distribuito	q ₅		3.42	1.87	0.32	-1.23	[kN/m]
prima corsia - carico distribuito	q _{1k}		16.32	9.94	3.56	-2.82	[kN/m]
seconda corsia - carico distribuito	q _{2k}		2.86	2.20	1.55	0.89	[kN/m]
terza corsia - carico distribuito	q _{3k}		1.19	1.65	2.10	2.56	[kN/m]
parte rimanente - carico distribuito	q _{rk}		-0.12	0.19	0.50	0.80	[kN/m]
follo sx - carico distribuito	q ₅		-1.23	0.32	1.87	3.42	[kN/m]
prima corsia - carico tot assi	Q _{1k}		362.75	220.92	79.08	-62.75	[kN]
seconda corsia - carico tot assi	Q _{2k}		152.72	117.57	82.43	47.28	[kN]
terza corsia - carico tot assi	Q _{3k}		31.81	43.94	56.06	68.19	[kN]
	distr, somma_max=		23.80	16.17	9.89	7.66	[kN/m]
	distr, somma=		22.45	16.17	9.89	3.61	[kN/m]
	tandem, somma_max=		547.28	382.43	217.57	115.47	[kN]
	tandem, somma=		547.28	382.43	217.57	52.72	[kN]

8.5 Azione di frenamento ed avviamento

8.5.1 Opere a telaio

8.5.1.1 CV06

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{537}} \quad [\text{kN}]$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad [\text{m}]$$

$$L = \underline{\underline{65.60}} \quad [\text{m}]$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad [\text{kN}]$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad [\text{kN/m}]$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{8.19}} \quad [\text{kN/m}]$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{2.73}} \quad [\text{kN/m}]$$

8.5.2 Opere con impalcato ad una campata

8.5.2.1 CV01

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{495}} \quad [\text{kN}]$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad [\text{m}]$$

$$L = \underline{\underline{50.00}} \quad [\text{m}]$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad [\text{kN}]$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad [\text{kN/m}]$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{9.90}} \quad [\text{kN/m}]$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{3.30}} \quad [\text{kN/m}]$$

8.5.2.2 CV02

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{495}} \quad [\text{kN}]$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad [\text{m}]$$

$$L = \underline{\underline{50.00}} \quad [\text{m}]$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad [\text{kN}]$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad [\text{kN/m}]$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{9.90}} \quad [\text{kN/m}]$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{3.30}} \quad [\text{kN/m}]$$

8.5.2.3 CV03

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{473}} \quad [\text{kN}]$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad [\text{m}]$$

$$L = \underline{\underline{42.00}} \quad [\text{m}]$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad [\text{kN}]$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad [\text{kN/m}]$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{11.27}} \quad [\text{kN/m}]$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{3.76}} \quad [\text{kN/m}]$$

8.5.2.4 CV04

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{513}} \quad \text{[kN]}$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad \text{[m]}$$

$$L = \underline{\underline{56.60}} \quad \text{[m]}$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad \text{[kN]}$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad \text{[kN/m]}$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{9.06}} \quad \text{[kN/m]}$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{2.27}} \quad \text{[kN/m]}$$

8.5.2.5 CV05

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{479}} \quad \text{[kN]}$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad \text{[m]}$$

$$L = \underline{\underline{44.00}} \quad \text{[m]}$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad \text{[kN]}$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad \text{[kN/m]}$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{10.88}} \quad \text{[kN/m]}$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{3.63}} \quad \text{[kN/m]}$$

8.5.2.6 CV11

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{446}} \quad [\text{kN}]$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad [\text{m}]$$

$$L = \underline{\underline{32.00}} \quad [\text{m}]$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad [\text{kN}]$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad [\text{kN/m}]$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{13.95}} \quad [\text{kN/m}]$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{3.49}} \quad [\text{kN/m}]$$

8.5.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

8.5.3.1 CV10

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione si assume agente in direzione longitudinale a livello della pavimentazione stradale lungo l'asse della corsia. La forza q_3 viene espressa in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = \underline{\underline{674}} \quad [\text{kN}]$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L è la lunghezza della zona caricata.

$$w_1 = \underline{\underline{3.00}} \quad [\text{m}]$$

$$L = \underline{\underline{116.21}} \quad [\text{m}]$$

$$Q_{1k} = \underline{\underline{300.00}} \quad [\text{kN}]$$

$$q_{1k} = \underline{\underline{9.00}} \quad [\text{kN/m}]$$

La forza applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e ripartita sulla singola trave

azione distribuita sull'impalcato

$$q_{3,TOT} = \underline{\underline{5.80}} \quad [\text{kN/m}]$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = \underline{\underline{1.45}} \quad [\text{kN/m}]$$

8.6 Azione centrifuga

8.6.1 Opere a telaio

8.6.1.1 CV06

Essendo il tracciato in rettilineo non è stata presa in conto la forza centrifuga.

8.6.2 Opere con impalcato ad una campata

8.6.2.1 CV01

Essendo il tracciato in rettilineo non è stata presa in conto la forza centrifuga.

8.6.2.2 CV02

AZIONE CENTRIFUGA (q_4)

Nei ponti con asse curvo l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta in funzione del raggio di curvatura come riportato nella Tabella 5.1.III del N.T.C. 2018

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Carico totale degli assi tandem dello schema di carico
Raggio di curvatura

$$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik} = 1000.00 \quad [\text{kN}]$$

$$R = 155 \quad [\text{m}]$$

Forza centrifuga

$$q_4 = 200 \quad [\text{kN}]$$

azione distribuita sull'impalcato
azione distribuita sulla singola trave

$$q_4 = 4.00 \quad [\text{kN/m}]$$

$$q_3 = 1.33 \quad [\text{kN/m}]$$

Tale forza deve essere applicata a livello della pavimentazione ed agisce perpendicolarmente all'asse del ponte.

Risultante carico da vento per metro di profondità
Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
distanza baricentro-punto di applicazione
Momento distribuito
numero totale di travi

$$F(q_5) = 4.00 \quad [\text{kN/m}]$$

$$y_G = 2.01 \quad [\text{m}]$$

$$b = 1.12 \quad [\text{m}]$$

$$M(q_5) = 4.46 \quad [(\text{KNm})/\text{m}]$$

$$3 \quad -$$

8.6.2.3 CV03

AZIONE CENTRIFUGA (q_4)

Nei ponti con asse curvo l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta in funzione del raggio di curvatura come riportato nella Tabella 5.1.III del N.T.C. 2018

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Carico totale degli assi tandem dello schema di carico	$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik} =$	1000.00	[kN]
Raggio di curvatura	R =	825.00	[m]
Forza centrifuga	$q_4 =$	48	[kN]
azione distribuita sull'impalcato	$q_4 =$	1.15	[kN/m]
azione distribuita sulla singola trave	$q_3 =$	0.38	[kN/m]

Tale forza deve essere applicata a livello della pavimentazione ed agisce perpendicolarmente all'asse del ponte.

Risultante carico da vento per metro di profondità	$F(q_5) =$	1.15	[kN/m]
Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave	$y_G =$	1.75	[m]
distanza baricentro-punto di applicazione	b =	0.97	[m]
Momento distribuito	$M(q_5) =$	1.12	[(kNm)/m]
numero totale di travi		3	-

8.6.2.4 CV04

Essendo il tracciato in rettilineo non è stata presa in conto la forza centrifuga.

8.6.2.5 CV05

AZIONE CENTRIFUGA (q_4)

Nei ponti con asse curvo l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta in funzione del raggio di curvatura come riportato nella Tabella 5.1.III del N.T.C. 2018

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Carico totale degli assi tandem dello schema di carico	$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik} =$	1000.00	[kN]
Raggio di curvatura	R =	122	[m]
Forza centrifuga	$q_4 =$	200	[kN]
azione distribuita sull'impalcato	$q_4 =$	4.55	[kN/m]
azione distribuita sulla singola trave	$q_3 =$	1.52	[kN/m]

Tale forza deve essere applicata a livello della pavimentazione ed agisce perpendicolarmente all'asse del ponte.

Risultante carico da vento per metro di profondità	$F(q_5) =$	4.55	[kN/m]
Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave	$y_G =$	1.71	[m]
distanza baricentro-punto di applicazione	b =	1.01	[m]
Momento distribuito	$M(q_5) =$	4.60	[(kNm)/m]
numero totale di travi		3	-

8.6.2.6 CV11

Essendo il tracciato in rettilineo non è stata presa in conto la forza centrifuga.

8.6.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

8.6.3.1 CV10

AZIONE CENTRIFUGA (q_4)

Nei ponti con asse curvo l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta in funzione del raggio di curvatura come riportato nella Tabella 5.1.III del N.T.C. 2018

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Carico totale degli assi tandem dello schema di carico

$$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik} = 1200.00 \quad [\text{kN}]$$

Raggio di curvatura

$$R = 190.00 \quad [\text{m}]$$

Forza centrifuga

$$q_4 = 240 \quad [\text{kN}]$$

azione distribuita sull'impalcato

$$q_4 = 2.07 \quad [\text{kN/m}]$$

azione distribuita sulla singola trave

$$q_3 = 0.52 \quad [\text{kN/m}]$$

Tale forza deve essere applicata a livello della pavimentazione ed agisce perpendicolarmente all'asse del ponte.

Risultante carico da vento per metro di profondità

$$F(q_5) = 2.07 \quad [\text{kN/m}]$$

Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave

$$y_G = 1.97 \quad [\text{m}]$$

distanza baricentro-punto di applicazione

$$b = 0.85 \quad [\text{m}]$$

Momento distribuito

$$M(q_5) = 1.76 \quad [(\text{KNm})/\text{m}]$$

numero totale di travi

$$4 \quad -$$

8.7 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 DM del 17/01/2018. Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale

Azione del vento (D.M. 17.01.2018)

rif.

velocità base di riferimento ($T_R=50$ anni)

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = \frac{27.00 \text{ m/s}}{\quad} \quad [3.3.1]$$

altitudine sul livello del mare della costruzione

$$a_s = \frac{500.00 \text{ m}}{\quad} < 500 \text{ m}$$

zona in cui sorge la costruzione

$$\text{zona} = \frac{3}{\quad} \quad [\text{Tab. 3.3.I}]$$

coefficiente di altitudine

$$c_a = \frac{1.00}{\quad} \quad [3.3.1.b]$$

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidentale della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

$$\left\{ \begin{array}{l} v_{b,0} = \frac{27.00 \text{ m/s}}{\quad} \quad [\text{Tab. 3.3.I}] \\ a_0 = \frac{500 \text{ m}}{\quad} \quad [\text{Tab. 3.3.I}] \\ k_s = \frac{0.37}{\quad} \quad [\text{Tab. 3.3.I}] \end{array} \right.$$

velocità base di riferimento (T_R)

$$v_r = v_b \cdot c_r = \frac{27.00 \text{ m/s}}{\quad} \quad [3.3.2]$$

periodo di ritorno

$$T_R = \frac{50 \text{ anni}}{\quad}$$

coefficiente di ritorno

$$c_r = \frac{1.00}{\quad} \quad [3.3.3]$$

pressione cinetica di riferimento

$$q_r = r \cdot v_r^2 / 2 = \frac{455.6 \text{ N/m}^2}{\quad} \quad [3.3.6]$$

- coefficiente di esposizione

$$c_e = \frac{3.140}{\quad} \quad [3.3.7]$$

coefficiente di topografia

$$c_t = \frac{1}{\quad}$$

altezza della costruzione-quota di riferimento

$$z = \frac{18.00 \text{ m}}{\quad}$$

classi di rugosità del terreno

$$\frac{D}{\quad} \quad [\text{Tab. 3.3.III}]$$

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

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

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

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

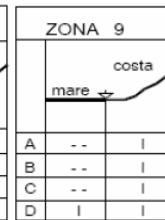
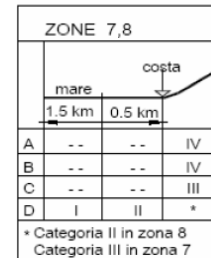
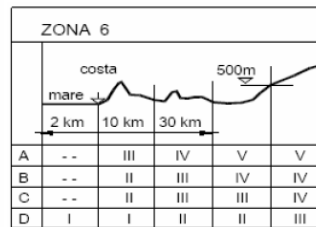
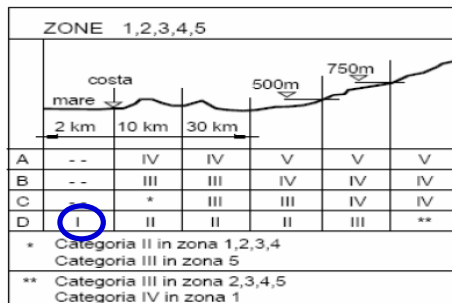
categoria di esposizione del sito

I [Fig. 3.3.2]

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$$\left\{ \begin{array}{l} k_r = 0,17 \\ z_0 = 0,01 \text{ m} \\ z_{min} = 2 \text{ m} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{[Tab. 3.3.II]} \\ \text{[Tab. 3.3.II]} \\ \text{[Tab. 3.3.II]} \end{array}$$



- coefficiente dinamico

$$c_d = 1,000 \quad [3.3.7]$$

- coefficiente di pressione (travi isolate)

$$c_p = 1,400 \quad [C3.3.8]$$

pressione del vento (z = 18m)

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 2,003 \text{ kN/m}^2 \quad [3.3.4]$$

Il valore dell'altezza degli impalcati dal suolo z è maggiore di $z_{min} = 4 \text{ m}$, sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. Per semplicità, vista la minima differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico, si calcola un unico valore del coefficiente di esposizione, assumendo cautelativamente, per il calcolo del coefficiente di esposizione una quota di riferimento unica per tutte le opere in progetto pari a $z = 18,00 \text{ m}$.

La medesima pressione si ipotizza agente anche sui cavalletti (tirante e puntone).

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

8.7.1 Opere a telaio

8.7.1.1 CV06

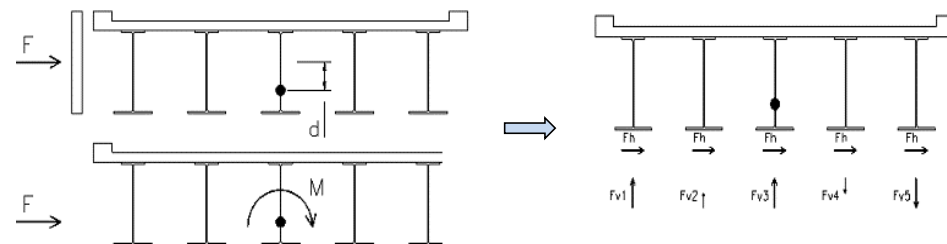
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

$$H = 1.88 \text{ [m]}$$

$$F(q_s) = 3.77 \text{ [kN/m]}$$

$$y_G = 1.22 \text{ [m]}$$

$$b = -0.28 \text{ [m]}$$

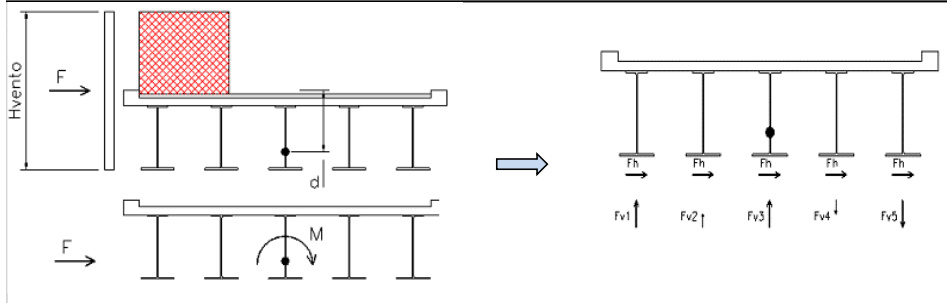
$$M(q_s) = -1.06 \text{ [(kNm)/m]}$$

$$3 \text{ -}$$

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

[kN/m]	[kN/m]
F_v	F_h
-0.16	1.26
0.00	1.26
0.16	1.26

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

$$H = 4.70 \text{ [m]}$$

$$F(q_s) = 9.41 \text{ [kN/m]}$$

$$y_G = 1.22 \text{ [m]}$$

$$b = 1.13 \text{ [m]}$$

$$M(q_s) = 10.63 \text{ [(kNm)/m]}$$

$$3.00 \text{ -}$$

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

[kN/m]	[kN/m]
F_v	F_h
1.64	3.14
0.00	3.14
-1.64	3.14

VENTO SUI CAVALLETTI

Altezza superficie investita dal vento (tiranti)
 Altezza superficie investita dal vento (puntuoni)
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Risultante carico da vento per metro di profondità

$$\text{valore medio } H = 0.80 \text{ [m]}$$

$$\text{valore medio } H = 1.40 \text{ [m]}$$

$$\text{tiranti - } F(q_s) = 1.60 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{puntuoni - } F(q_s) = 2.80 \text{ [kN/m]}$$

8.7.2 Opere con impalcato ad una campata

8.7.2.1 CV01

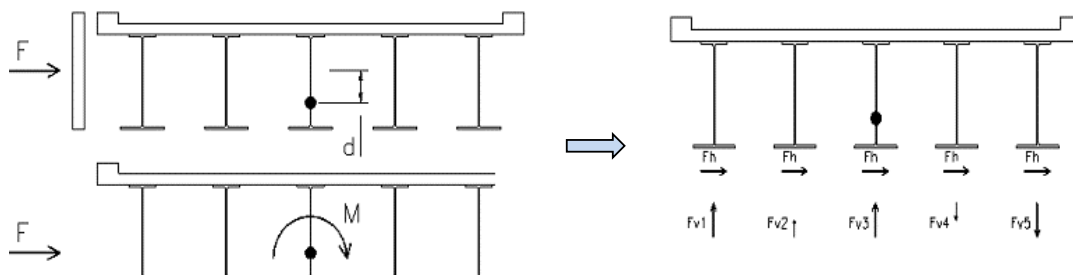
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

$$H = 3.00 \text{ [m]}$$

$$F(q_s) = 6.01 \text{ [kN/m]}$$

$$y_G = 1.87 \text{ [m]}$$

$$b = -0.37 \text{ [m]}$$

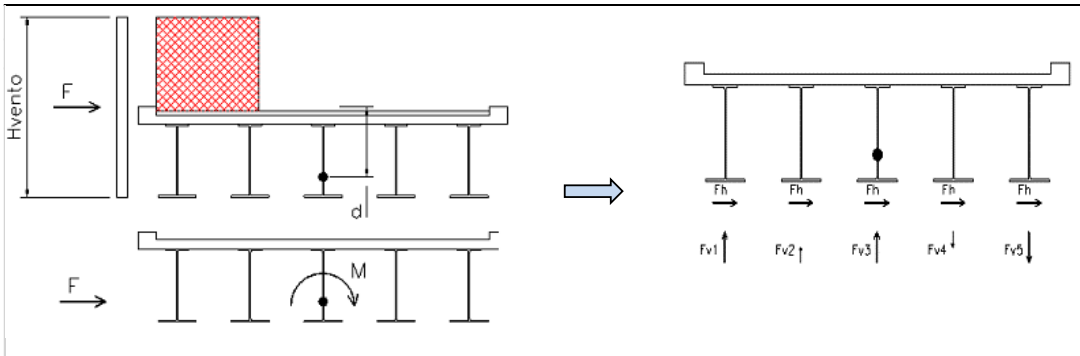
$$M(q_s) = -2.20 \text{ [(kNm)/m]}$$

$$3 \quad -$$

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

[kN/m]	[kN/m]
F_v	F_h
-0.31	2.00
0.00	2.00
0.31	2.00

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

$$H = 5.80 \text{ [m]}$$

$$F(q_s) = 11.62 \text{ [kN/m]}$$

$$y_G = 1.87 \text{ [m]}$$

$$b = 1.03 \text{ [m]}$$

$$M(q_s) = 12.01 \text{ [(kNm)/m]}$$

$$3.00 \quad -$$

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

[kN/m]	[kN/m]
F_v	F_h
1.72	3.87
0.00	3.87
-1.72	3.87

8.7.2.2 CV02

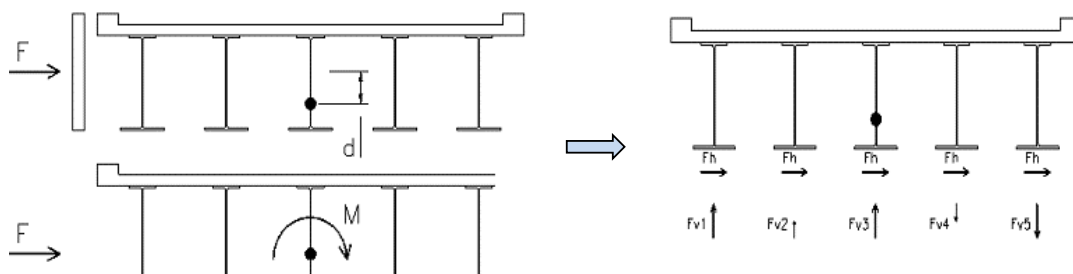
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



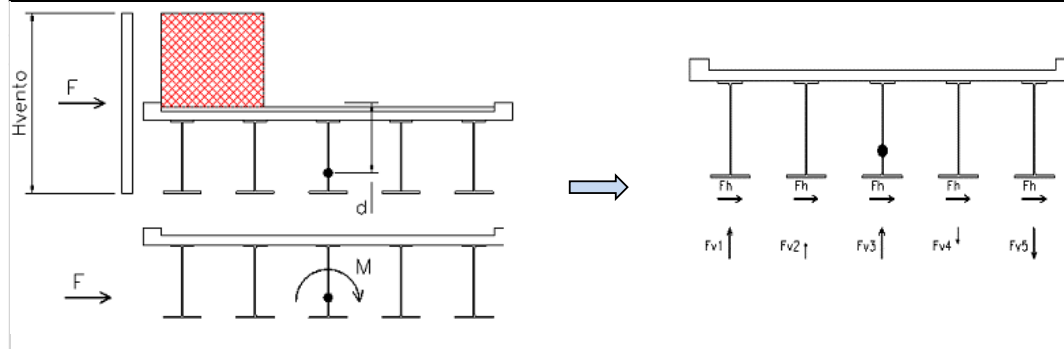
Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	3.20	[m]
F(q_s) =	6.41	[kN/m]
y_G =	2.01	[m]
b =	-0.41	[m]
M(q_s) =	-2.60	[(kNm)/m]
	3	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	-0.35	2.14
Trave 2	0.00	2.14
Trave 3	0.35	2.14

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	6.00	[m]
F(q_s) =	12.02	[kN/m]
y_G =	2.01	[m]
b =	1.00	[m]
M(q_s) =	11.96	[(kNm)/m]
	3.00	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	1.62	4.01
Trave 2	0.00	4.01
Trave 3	-1.62	4.01

8.7.2.3 CV03

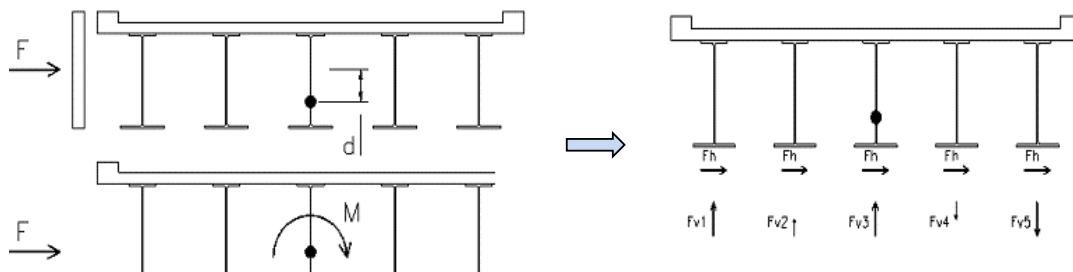
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



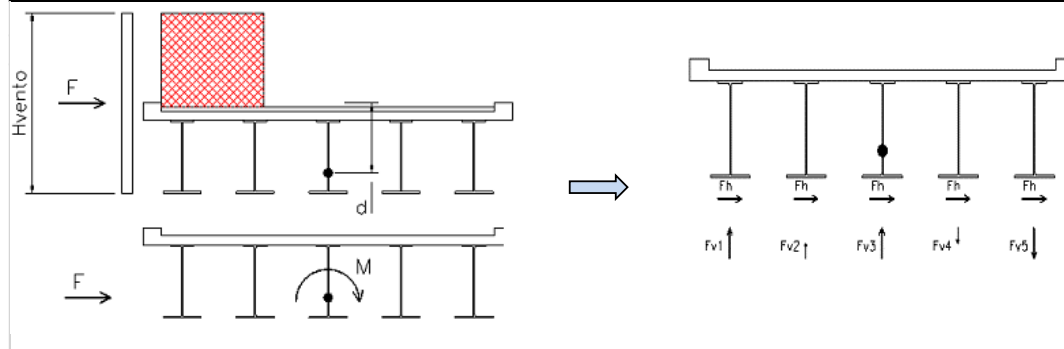
Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	2.87	[m]
F(q_s) =	5.74	[kN/m]
y_G =	1.75	[m]
b =	-0.32	[m]
M(q_s) =	-1.83	[(kNm)/m]
	3	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	-0.26	1.91
Trave 2	0.00	1.91
Trave 3	0.26	1.91

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	5.60	[m]
F(q_s) =	11.22	[kN/m]
y_G =	1.75	[m]
b =	1.05	[m]
M(q_s) =	11.76	[(kNm)/m]
	3.00	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	1.68	3.74
Trave 2	0.00	3.74
Trave 3	-1.68	3.74

8.7.2.4 CV04

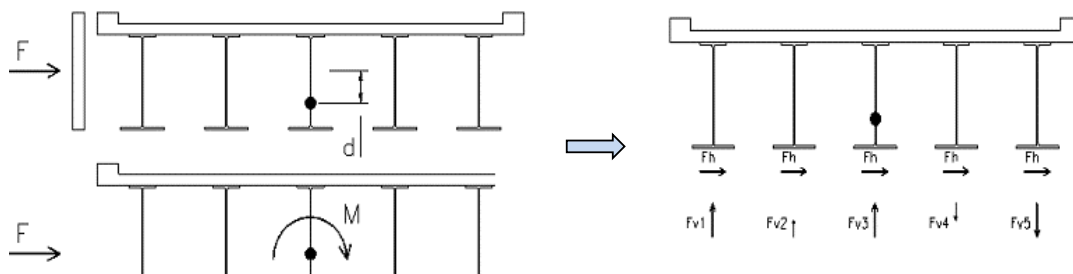
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



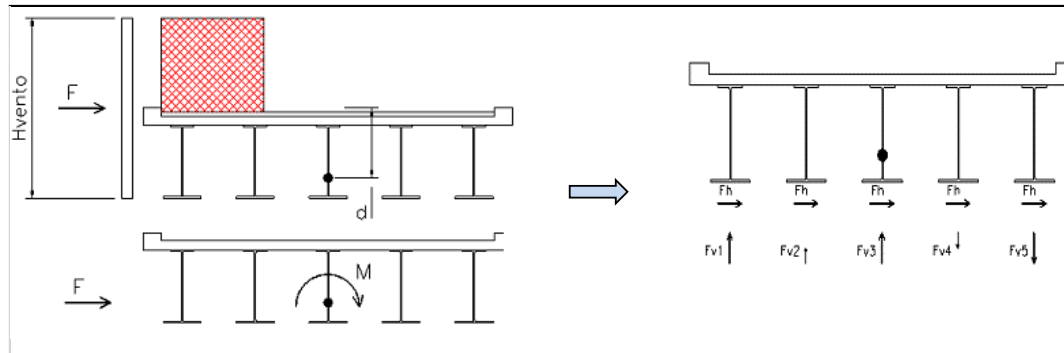
Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	3.00	[m]
F(q_s) =	6.01	[kN/m]
y_G =	1.74	[m]
b =	-0.24	[m]
M(q_s) =	-1.45	[(kNm)/m]
	4	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3
 Trave 4

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	-0.14	1.50
Trave 2	-0.05	1.50
Trave 3	0.05	1.50
Trave 4	0.14	1.50

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	5.80	[m]
F(q_s) =	11.62	[kN/m]
y_G =	1.74	[m]
b =	1.16	[m]
M(q_s) =	13.46	[(kNm)/m]
	4.00	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3
 Trave 4

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	1.30	2.90
Trave 2	0.43	2.90
Trave 3	-0.43	2.90
Trave 4	-1.30	2.90

8.7.2.5 CV05

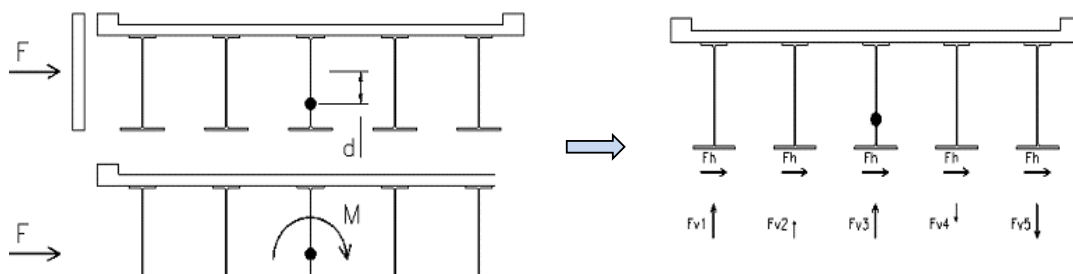
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



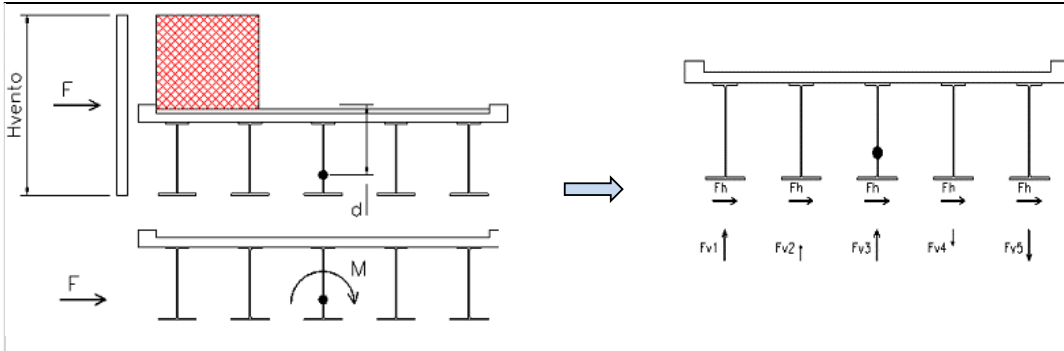
Altezza superficie investita dal vento
Risultante carico da vento per metro di profondità
Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
distanza baricentro-punto di applicazione
Momento distribuito dovuto al vento
numero totale di travi

H =	2.80	[m]
F(q_s) =	5.61	[kN/m]
y_G =	1.71	[m]
b =	-0.31	[m]
M(q_s) =	-1.73	[(kNm)/m]
	3	-

Trave 1
Trave 2
Trave 3

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	-0.25	1.87
Trave 2	0.00	1.87
Trave 3	0.25	1.87

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
Risultante carico da vento per metro di profondità
Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
distanza baricentro-punto di applicazione
Momento distribuito dovuto al vento
numero totale di travi

H =	5.60	[m]
F(q_s) =	11.22	[kN/m]
y_G =	1.71	[m]
b =	1.09	[m]
M(q_s) =	12.25	[(kNm)/m]
	3.00	-

Trave 1
Trave 2
Trave 3

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	1.75	3.74
Trave 2	0.00	3.74
Trave 3	-1.75	3.74

8.7.2.6 CV11

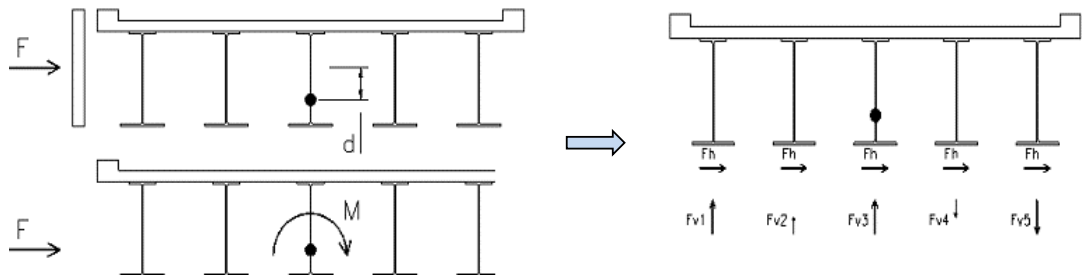
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



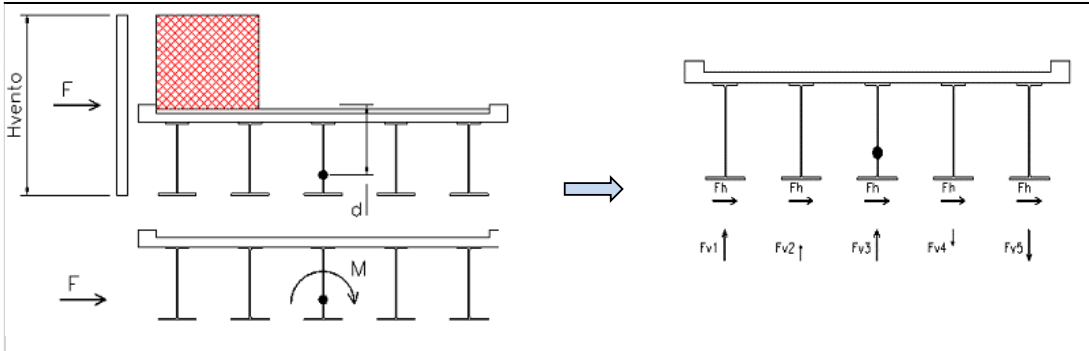
Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	1.75	[m]
F(q_s) =	3.51	[kN/m]
y_G =	0.99	[m]
b =	-0.12	[m]
M(q_s) =	-0.41	[(kNm)/m]
	4	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3
 Trave 4

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	-0.04	0.88
Trave 2	-0.01	0.88
Trave 3	0.01	0.88
Trave 4	0.04	0.88

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
 Risultante carico da vento per metro di profondità
 Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
 distanza baricentro-punto di applicazione
 Momento distribuito dovuto al vento
 numero totale di travi

H =	4.55	[m]
F(q_s) =	9.11	[kN/m]
y_G =	0.99	[m]
b =	1.28	[m]
M(q_s) =	11.69	[(kNm)/m]
	4.00	-

Trave 1
 Trave 2
 Trave 3
 Trave 4

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	1.10	2.28
Trave 2	0.37	2.28
Trave 3	-0.37	2.28
Trave 4	-1.10	2.28

8.7.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

8.7.3.1 CV10

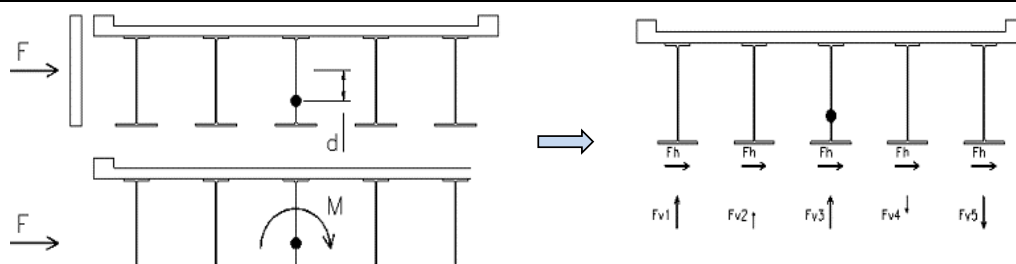
AZIONE DEL VENTO (q_s)

carico unitario

$$q_s = 2.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nota la pressione del vento, l'azione corrispondente si calcola come prodotto della pressione per l'altezza investita dal vento. La forza, eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, si traduce in una forza orizzontale distribuita e in un momento distribuito da ripartire sulle travi, come mostrato nelle figure seguenti.

PONTE SCARICO



Altezza superficie investita dal vento
Risultante carico da vento per metro di profondità
Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. Trave
distanza baricentro-punto di applicazione
Momento distribuito dovuto al vento
numero totale di travi

$$H = 2.90 \text{ [m]}$$

$$F(q_s) = 5.81 \text{ [kN/m]}$$

$$y_G = 1.97 \text{ [m]}$$

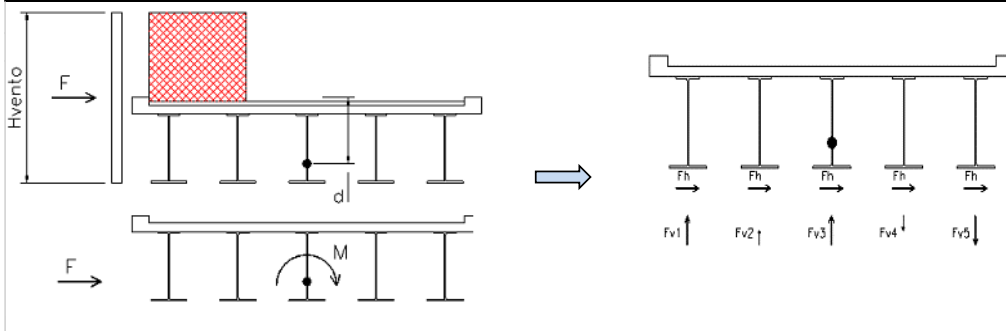
$$b = -0.52 \text{ [m]}$$

$$M(q_s) = -3.00 \text{ [(kNm)/m]}$$

Trave 1
Trave 2
Trave 3
Trave 4

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	-0.22	1.45
Trave 2	-0.07	1.45
Trave 3	0.07	1.45
Trave 4	0.22	1.45

PONTE CARICO



Altezza superficie investita dal vento
Risultante carico da vento per metro di profondità
Ordinata baricentro sezione mista dal lembo inf. trave
distanza baricentro-punto di applicazione
Momento distribuito dovuto al vento
numero totale di travi

$$H = 5.70 \text{ [m]}$$

$$F(q_s) = 11.42 \text{ [kN/m]}$$

$$y_G = 1.97 \text{ [m]}$$

$$b = 0.88 \text{ [m]}$$

$$M(q_s) = 10.08 \text{ [(kNm)/m]}$$

Trave 1
Trave 2
Trave 3
Trave 4

	[kN/m]	[kN/m]
	F_v	F_h
Trave 1	0.75	2.85
Trave 2	0.25	2.85
Trave 3	-0.25	2.85
Trave 4	-0.75	2.85

8.8 Azioni sismiche

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17/01/2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : è il coefficiente di amplificazione topografica.

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente; ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad T_C = C_C \cdot T^*_C \quad T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_C : è un coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_S \times S_T$: con S_S pari sempre a 1

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente;

ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.435 \text{ s}; \quad T_B = 0.145 \text{ s}; \quad T_D = 1.892 \text{ s};$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Nei seguenti paragrafi si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione alla vita nominale (V_N) ad essa associata.

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. DM 17/01/2018 di seguito riportata.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per le opere previste in progetto si ha $V_N = 50$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività

o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le opere in progetto ricadono nella Classe D'uso IV.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tabella, per l'opera in esame risulta pari a 1.5.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento V_R risulta pertanto pari a 100 anni.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, V_s (in m/s).

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Nel caso specifico, sulla base dei risultati delle indagini i terreni di progetto appartengono alla **categoria "B"**.

Per la definizione della categoria topografica del sito si adotta la classificazione ai sensi del DM 17/01/2018 (Tab. 3.2.IV).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Essendo l'area pianeggiante, ai terreni in esame è associata una **Categoria topografica T1**. Ne consegue un valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a: **$S_T = 1.0$** .

Per la valutazione delle azioni sismiche nella zona in cui ricade l'opera i parametri di riferimento per la progettazione sono:

- ❖ Località: **Bari**
- ❖ vita nominale = 50 anni
- ❖ classe d'uso = IV (coefficiente d'uso $C_U = 2$)
- ❖ periodo di riferimento = 100 anni
- ❖ terreno tipo = B
- ❖ Categoria topografica = T1 (coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$)

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.034	2.442	0.298
SLD	101	0.041	2.534	0.349
SLV	949	0.089	2.687	0.550
SLC	1950	0.113	2.756	0.561

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLC
a_g	0.113 g
F_g	2.758
T_C	0.561 s
S_B	1.200
C_C	1.238
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.000
T_B	0.231 s
T_C	0.693 s
T_D	2.053 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10^{0.1(5+\xi)}} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_d} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.136
0.231	0.374
0.693	0.374
0.758	0.342
0.822	0.315
0.887	0.292
0.952	0.272
1.017	0.255
1.081	0.240
1.146	0.226
1.211	0.214
1.276	0.203
1.340	0.193
1.405	0.185
1.470	0.176
1.535	0.169
1.599	0.162
1.664	0.156
1.729	0.150
1.794	0.145
1.858	0.140
1.923	0.135
1.988	0.130
2.053	0.126
2.146	0.116
2.238	0.106
2.331	0.098
2.424	0.091
2.516	0.084
2.609	0.078
2.702	0.073
2.795	0.068
2.887	0.064
2.980	0.060
3.073	0.056
3.165	0.053
3.258	0.050
3.351	0.047
3.444	0.045
3.536	0.043
3.629	0.040
3.722	0.038
3.815	0.037
3.907	0.035
4.000	0.033

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLC
a_{gv}	0.051 g
S_B	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_d	1.252
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_d = 1.35 \cdot F_g \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_d} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d$$

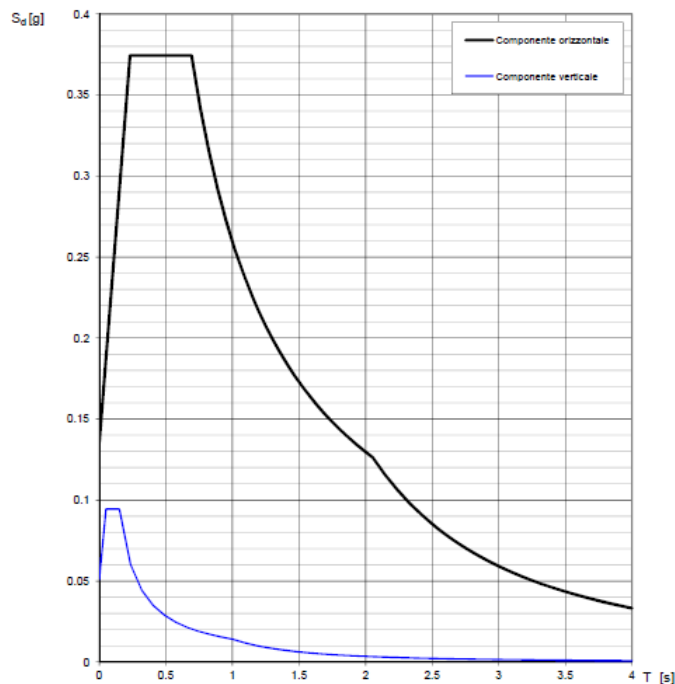
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.051
0.050	0.094
0.150	0.094
0.235	0.060
0.320	0.044
0.405	0.035
0.490	0.029
0.575	0.025
0.660	0.021
0.745	0.019
0.830	0.017
0.915	0.015
1.000	0.015
1.094	0.012
1.188	0.010
1.281	0.009
1.375	0.007
1.469	0.007
1.563	0.006
1.656	0.005
1.750	0.005
1.844	0.004
1.938	0.004
2.031	0.003
2.125	0.003
2.219	0.003
2.313	0.003
2.406	0.002
2.500	0.002
2.594	0.002
2.688	0.002
2.781	0.002
2.875	0.002
2.969	0.002
3.063	0.002
3.156	0.001
3.250	0.001
3.344	0.001
3.438	0.001
3.531	0.001
3.625	0.001
3.719	0.001
3.813	0.001
3.906	0.001
4.000	0.001

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: **SLV**

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.089 g
F_a	2.687
T_C	0.550 s
S_B	1.200
C_C	1.240
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.000
T_B	0.227 s
T_C	0.682 s
T_D	1.957 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.5 + 0.5} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.107
0.227	0.288
0.682	0.288
0.743	0.254
0.803	0.244
0.864	0.227
0.925	0.212
0.986	0.199
1.046	0.188
1.107	0.177
1.168	0.168
1.228	0.160
1.289	0.152
1.350	0.145
1.411	0.139
1.471	0.133
1.532	0.128
1.593	0.123
1.654	0.119
1.714	0.115
1.775	0.111
1.836	0.107
1.897	0.104
1.957	0.100
2.055	0.091
2.152	0.083
2.249	0.076
2.346	0.070
2.444	0.064
2.541	0.060
2.638	0.056
2.736	0.051
2.833	0.048
2.930	0.045
3.027	0.042
3.125	0.039
3.222	0.037
3.319	0.035
3.416	0.033
3.514	0.031
3.611	0.029
3.708	0.028
3.805	0.027
3.903	0.025
4.000	0.024

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: **SLV**

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.036 g
S_B	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_a	1.084
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_a = 1.35 \cdot F_a \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

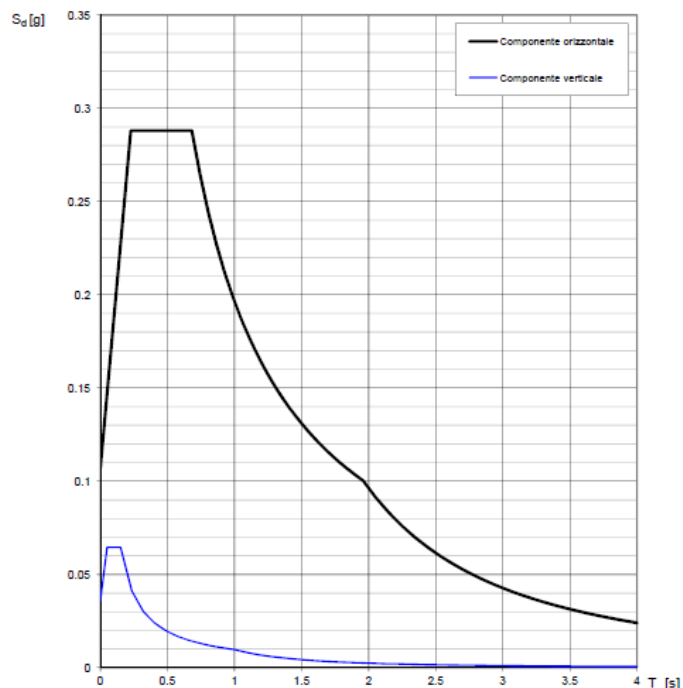
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.036
0.050	0.065
0.150	0.065
0.235	0.041
0.320	0.030
0.405	0.024
0.490	0.020
0.575	0.017
0.660	0.015
0.745	0.013
0.830	0.012
0.915	0.011
1.000	0.010
1.094	0.008
1.188	0.007
1.281	0.006
1.375	0.005
1.469	0.004
1.563	0.004
1.656	0.004
1.750	0.003
1.844	0.003
1.938	0.003
2.031	0.002
2.125	0.002
2.219	0.002
2.313	0.002
2.406	0.002
2.500	0.002
2.594	0.001
2.688	0.001
2.781	0.001
2.875	0.001
2.969	0.001
3.063	0.001
3.156	0.001
3.250	0.001
3.344	0.001
3.438	0.001
3.531	0.001
3.625	0.001
3.719	0.001
3.813	0.001
3.906	0.001
4.000	0.001

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: **SLV**



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
a_g	0.041 g
F_{ov}	2.534
T_c	0.349 s
S_B	1.200
C_C	1.357
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	1.762 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_d} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.049
0.158	0.123
0.474	0.123
0.536	0.109
0.597	0.098
0.658	0.089
0.720	0.081
0.781	0.075
0.842	0.069
0.904	0.065
0.965	0.061
1.026	0.057
1.088	0.054
1.149	0.051
1.210	0.048
1.272	0.046
1.333	0.044
1.394	0.042
1.456	0.040
1.517	0.039
1.578	0.037
1.640	0.036
1.701	0.034
1.762	0.033
1.823	0.029
1.884	0.026
1.945	0.024
2.006	0.022
2.067	0.020
2.128	0.018
2.189	0.016
2.250	0.015
2.311	0.014
2.372	0.013
2.433	0.012
2.494	0.011
2.555	0.010
2.616	0.010
2.677	0.009
2.738	0.009
2.799	0.008
2.860	0.008
2.921	0.007
2.982	0.007
3.043	0.007
3.104	0.006
3.165	0.006

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.011 g
S_B	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_d	0.689
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_d = 1.35 \cdot F_a \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_d} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d$$

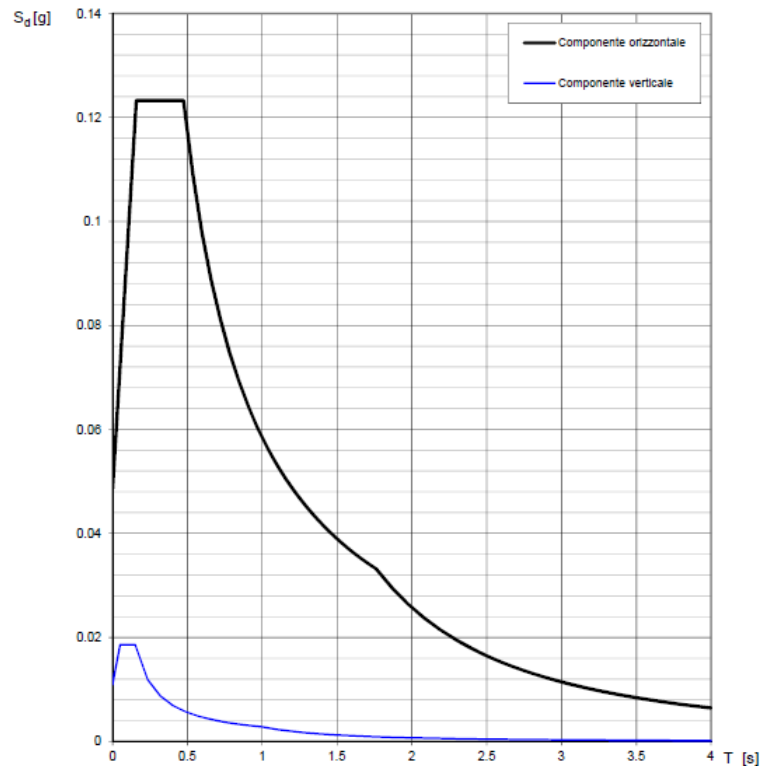
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.011
0.050	0.019
0.150	0.019
0.236	0.012
0.320	0.009
0.405	0.007
0.490	0.006
0.575	0.005
0.660	0.004
0.745	0.004
0.830	0.003
0.915	0.003
1.000	0.003
1.094	0.002
1.188	0.002
1.281	0.002
1.375	0.001
1.469	0.001
1.563	0.001
1.656	0.001
1.750	0.001
1.844	0.001
1.938	0.001
2.031	0.001
2.125	0.001
2.219	0.001
2.313	0.001
2.406	0.000
2.500	0.000
2.594	0.000
2.688	0.000
2.781	0.000
2.875	0.000
2.969	0.000
3.063	0.000
3.156	0.000
3.250	0.000
3.344	0.000
3.438	0.000
3.531	0.000
3.625	0.000
3.719	0.000
3.813	0.000
3.906	0.000
4.000	0.000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLO

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.034 g
F_{pk}	2.442
T_B	0.298 s
S_B	1.200
C_C	1.401
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.000
T_B	0.139 s
T_C	0.418 s
T_D	1.736 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10(5+\xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le vertiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.041
0.139	0.100
0.418	0.100
0.450	0.097
0.543	0.077
0.606	0.069
0.669	0.062
0.732	0.057
0.794	0.052
0.857	0.049
0.920	0.045
0.983	0.042
1.046	0.040
1.108	0.038
1.171	0.036
1.234	0.034
1.297	0.032
1.359	0.031
1.422	0.029
1.485	0.028
1.548	0.027
1.611	0.026
1.673	0.025
1.736	0.024
1.844	0.021
1.952	0.019
2.060	0.017
2.167	0.015
2.275	0.014
2.383	0.013
2.491	0.012
2.599	0.011
2.706	0.010
2.814	0.009
2.922	0.008
3.030	0.008
3.138	0.007
3.245	0.007
3.353	0.006
3.461	0.006
3.569	0.006
3.677	0.005
3.784	0.005
3.892	0.005
4.000	0.005

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLO

STATO LIMITE	SLO
a_{gv}	0.008 g
S_B	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_v	0.608
S	1.500
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_{vk} \cdot \left(\frac{a_{gv}}{g} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

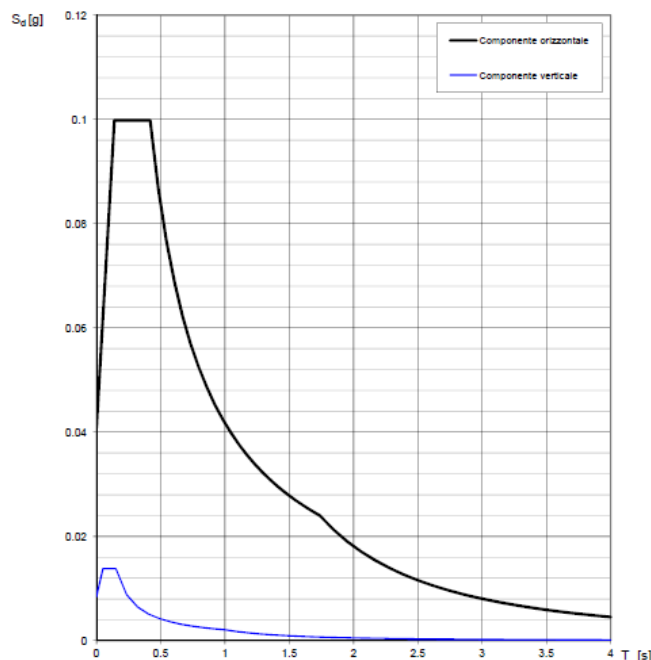
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.008
0.050	0.014
0.150	0.014
0.235	0.009
0.320	0.006
0.405	0.005
0.490	0.004
0.575	0.004
0.660	0.003
0.745	0.003
0.830	0.002
0.915	0.002
1.000	0.002
1.094	0.002
1.188	0.001
1.281	0.001
1.375	0.001
1.469	0.001
1.563	0.001
1.656	0.001
1.750	0.001
1.844	0.001
1.938	0.001
2.031	0.001
2.125	0.000
2.219	0.000
2.313	0.000
2.406	0.000
2.500	0.000
2.594	0.000
2.688	0.000
2.781	0.000
2.875	0.000
2.969	0.000
3.063	0.000
3.156	0.000
3.250	0.000
3.344	0.000
3.438	0.000
3.531	0.000
3.625	0.000
3.719	0.000
3.813	0.000
3.906	0.000
4.000	0.000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



8.9 Azioni eccezionali

Come indicato in §3.6.3.3.2 del DM 17/01/2018 nel progetto strutturale dei ponti si può tener in conto delle forze causate da collisioni eccezionali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di 100 kN, considerata agente 1.00 m sopra il livello del piano di marcia. La forza è stata applicata su una linea lunga 0.50 m.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni elementari come prescritte nelle Norme Tecniche vigenti.

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_1 valore caratteristico delle azioni da peso proprio;

G_2 valore caratt. delle azioni da carichi permanenti portati;

Q_{k1} valore caratt. dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratt. delle azioni variabili tra loro indipendenti;

P valore caratt. delle deformazioni impresse;

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali per le azioni;

ψ_{0i} coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

E = azione sismica.

Si considerano 3 direzioni principali secondo cui si effettuano le combinazioni sismiche:

$$A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez}$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono state considerate le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

Le tabelle di seguito riportate espongono le combinazioni dei casi di carico elementari. In particolare, si indica con la sigla:

SLU_VS: la combinazione che massimizza il vento a ponte scarico

SLU_VC: la combinazione che massimizza il vento a ponte carico

SLU_1: la combinazione che massimizza i carichi mobili

SLU_2a: la combinazione che massimizza il carico da frenatura

• **Combinazioni SLU**

			$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$							
			SLU_STR (A1)							
TIPO	SIGLA SAP	DESCRIZIONE CARICHI	SLU_Fase 1	SLU_Fase 2a	SLU_Fase 2b	SLU_Fase 3_VS	SLU_Fase 3_VC	SLU_Fase 3_1	SLU_Fase 3_2a	SLU_Fase 3_2b
G1	G1_ACCIAIO	Peso proprio impalcato metallico	1.35	0	0	0	0	0	0	0
G1	G1_SOLETTA	Peso proprio soletta (predalles e getto in c.a.)	1.35	0	0	0	0	0	0	0
G2	G1_CORDOLI	Peso proprio cordoli	0	1.50	0	0	0	0	0	0
G2	G2_PAV	Peso proprio pavimentazione	0	1.50	0	0	0	0	0	0
G2	G2_BAR	Peso proprio barriere e parapetti	0	1.50	0	0	0	0	0	0
e	RITIRO	Ritiro	0	0	1.20	0	0	0	0	0
e	TERMICA	Variazione termica	0	0	0	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Q1	MOBILI-C	Carichi mobili_valore caratteristico	0	0	0	0	0	1.35	0	0
Q1	MOBILI-F	Carichi mobili_valore frequente (Ψ_1)	0	0	0	0	1.35	0	1.35	1.35
q3	FRENATURA	Frenatura	0	0	0	0	0	0	1.35	0
q4	CENTRIFUGA	Centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	1.35
q5	VENTO_S	Vento a ponte scarico	0	0	0	1.50	0	0	0	0
q5	VENTO_C	Vento a ponte carico	0	0	0	0	1.50	0.90	0.90	0.90
E	SLV_L	Sisma longitudinale allo SLV	0	0	0	0	0	0	0	0
E	SLV_T	Sisma trasversale allo SLV	0	0	0	0	0	0	0	0
E	SLV_V	Sisma verticale allo SLV	0	0	0	0	0	0	0	0
E	SLC_L	Sisma longitudinale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0
E	SLC_T	Sisma trasversale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0
E	SLC_V	Sisma verticale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0

• **Combinazioni Sismiche**

Per quanto riguarda le combinazioni sismiche sono stati imputati gli spettri orizzontali (carichi *SISMA_L* e *SISMA_T*) e verticali (*SISMA_V*) per lo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

TIPO	SIGLA SAP	DESCRIZIONE CARICHI	E + G ₁ + G ₂ + ∑ Ψ _{0i} ·Q _{ki}										E + G ₁ + G ₂ + ∑ Ψ _{0i} ·Q _{ki}							
			SLU_SLV										SLU_SLC							
			SLU_Fase 1	SLU_Fase 2a	SLU_Fase 2b	SISMA_SLV_L1	SISMA_SLV_L2	SISMA_SLV_T1	SISMA_SLV_T2	SISMA_SLV_V1	SISMA_SLV_V2	SLU_Fase 1	SLU_Fase 2a	SLU_Fase 2b	SISMA_SLC_L1	SISMA_SLC_L2	SISMA_SLC_T1	SISMA_SLC_T2	SISMA_SLC_V1	SISMA_SLC_V2
G1	G1_ACCIAIO	Peso proprio impalcato metallico	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	
G1	G1_SOLETTA	Peso proprio soletta (predalles e getto in c.a.)	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	
G2	G1_CORDOLI	Peso proprio cordoli	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0	
G2	G2_PAV	Peso proprio pavimentazione	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0	
G2	G2_BAR	Peso proprio barriere e parapetti	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0	
e	RITIRO	Ritiro	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	
e	TERMICA	Variazione termica	0	0	0	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0	0	0	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Q1	MOBILI-C	Carichi mobili_valore caratteristico	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Q1	MOBILI-F	Carichi mobili_valore frequente (Ψ1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
q3	FRENATURA	Frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
q4	CENTRIFUGA	Centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
q5	VENTO_S	Vento a ponte scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
q5	VENTO_C	Vento a ponte carico	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
E	SLV_L	Sisma longitudinale allo SLV	0	0	0	1.00	-1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0	0	0	0	0	0	0	0	
E	SLV_T	Sisma trasversale allo SLV	0	0	0	0.30	-0.30	1.00	-1.00	0.30	-0.30	0	0	0	0	0	0	0	0	
E	SLV_V	Sisma verticale allo SLV	0	0	0	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	
E	SLC_L	Sisma longitudinale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	-1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30		
E	SLC_T	Sisma trasversale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.30	-0.30	1.00	-1.00	0.30	-0.30		
E	SLC_V	Sisma verticale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00		

• **Combinazioni in esercizio**

TIPO	SIGLA SAP	DESCRIZIONE CARICHI	G ₁ + G ₂ + Q _{ki} + ∑ Ψ _{0i} ·Q _{ki}									G ₁ + G ₂ + Ψ ₁₁ ·Q _{ki} + ∑ Ψ _{2i} ·Q _{ki}			
			SLE_COMBINAZIONE RARA									SLE_FREQUENTE (e QUASI PERM)			
			SLE_Fase 1	SLE_Fase 2a	SLE_Fase 2b	SLE_R_Fase 3_VC	SLE_R_Fase 3_VS	SLE_R_Fase 3_1	SLE_R_Fase 3_2a	SLE_R_Fase 3_2b	SLE_Fase 1	SLE_Fase 2a	SLE_Fase 2b	SLE_F_Fase 3_VS	
G1	G1_ACCIAIO	Peso proprio impalcato metallico	1.00	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	
G1	G1_SOLETTA	Peso proprio soletta (predalles e getto in c.a.)	1.00	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	
G2	G1_CORDOLI	Peso proprio cordoli	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0		
G2	G2_PAV	Peso proprio pavimentazione	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0		
G2	G2_BAR	Peso proprio barriere e parapetti	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0		
e	RITIRO	Ritiro	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0	0	1.00		
e	TERMICA	Variazione termica	0	0	0	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0	0	0.50		
Q1	MOBILI-C	Carichi mobili_valore caratteristico	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0		
Q1	MOBILI-F	Carichi mobili_valore frequente (Ψ1)	0	0	0	0	1.00	0	1.00	1.00	0	0	0		
q3	FRENATURA	Frenatura	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0		
q4	CENTRIFUGA	Centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0	0		
q5	VENTO_S	Vento a ponte scarico	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0.20	0		
q5	VENTO_C	Vento a ponte carico	0	0	0	0	1.00	0.60	0.60	0.60	0	0	0		
E	SLV_L	Sisma longitudinale allo SLV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
E	SLV_T	Sisma trasversale allo SLV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
E	SLV_V	Sisma verticale allo SLV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
E	SLC_L	Sisma longitudinale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
E	SLC_T	Sisma trasversale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
E	SLC_V	Sisma verticale allo SLC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

10 INVILUPPO SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI MASSIMI

Nelle pagine seguenti si espone il dettaglio analitico delle caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni maggiormente gravate dei componenti strutturali in corrispondenza di tutte le combinazioni previste in analisi, e in ottemperanza alle Fasi descritte ai capitoli precedenti della presente relazione.

Nei tabulati risultanti dalle analisi svolte la denominazione delle caratteristiche di sollecitazione assume i seguenti significati:

- P azione di sforzo normale
- V2 azione di taglio in direzione longitudinale
- V3 azione di taglio in direzione trasversale
- M3 azione flettente in direzione longitudinale
- M3 azione flettente in direzione trasversale

10.1.1 Opere a telaio

10.1.1.1 CV06

Si riportano le sollecitazioni massime di inviluppo negli elementi significativi e gli spostamenti massimi in mezzeria per l'opera denominata CV06.

A seguire si illustrano a titolo esemplificativo i diagrammi del momento flettente M33 e dello sforzo normale P relativi alle combinazioni fondamentali SLU_fase 1 (G1), SLU_fase 2a (G2), SLU_1_Fase 3 (Mobili).

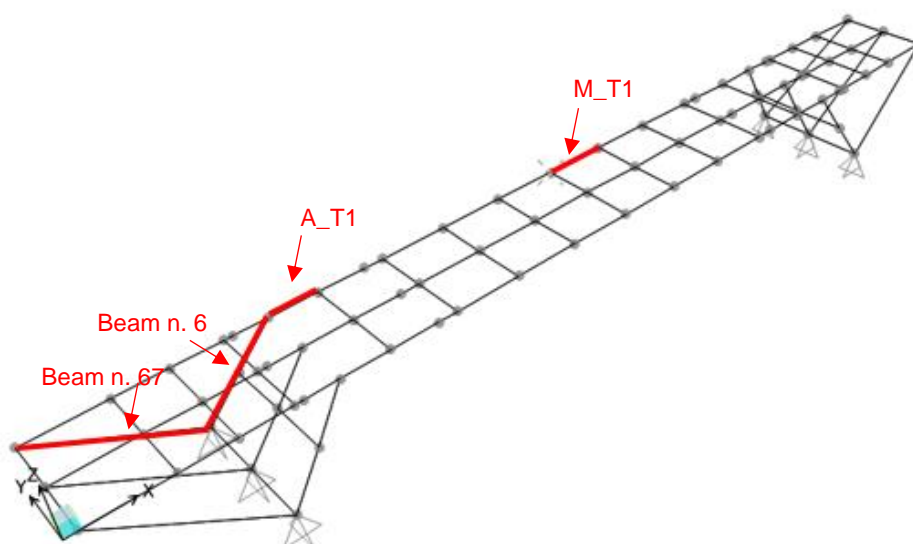


TABLE: Element Forces - Frames - MEZZERIA										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
M_T1_fase 1	0	I_SLU_fase 1	Combination		-1462	-13	0	0	0	3510
M_T1_fase 1	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		-1083	-9	0	0	0	2600
M_T1_fase 2a	0	I_SLU_fase 2a	Combination		-562	-35	0	0	1	1910
M_T1_fase 2a	0	I_SLE_fase 2a	Combination		-375	-23	0	0	1	1273
M_T1_fase 2b	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-4623	0	0	0	0	333
M_T1_fase 2b	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-3853	0	0	0	0	277
M_T1_fase 3	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1333	1	0	0	248	1051
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1429	0	0	-1	-248	989
M_T1_fase 3	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	414	252	9	601	641	4458
M_T1_fase 3	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-2196	-382	-8	-79	-639	-674
M_T1_fase 3	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	669	434	17	894	410	7063
M_T1_fase 3	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-2944	-612	-15	-144	-408	-882
M_T1_fase 3	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	374	279	9	601	392	4386
M_T1_fase 3	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-2156	-353	-8	-78	-389	-602
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1119	1	0	0	165	871
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1183	0	0	-1	-165	830
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	294	187	7	445	428	3383
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1747	-283	-6	-58	-427	-518
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	486	321	12	662	276	5319
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-2304	-454	-11	-107	-275	-677
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	267	206	7	445	262	3335
M_T1_fase 3	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1721	-261	-6	-58	-261	-470
M_T1_fase 3	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-953	1	0	0	33	713
M_T1_fase 3	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-965	0	0	0	-33	704

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A_T1_fase 1	3	I_SLU_fase 1	Combination		-1465	969	-137	2	330	-6232
A_T1_fase 1	3	I_SLE_R_fase 1	Combination		-1086	718	-101	2	245	-4617
A_T1_fase 2a	3	I_SLU_fase 2a	Combination		-566	437	-57	1	127	-2331
A_T1_fase 2a	3	I_SLE_fase 2a	Combination		-378	291	-38	0	85	-1554
A_T1_fase 2b	3	I_SLU_fase 2b	Combination		-4626	1	-1	0	-8	318
A_T1_fase 2b	3	I_SLE_fase 2b	Combination		-3855	1	-1	0	-7	265
A_T1_fase 3	3	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1373	5	40	1	36	1017
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1388	-3	-29	-1	-65	1015
A_T1_fase 3	3	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	394	564	112	3	237	2616
A_T1_fase 3	3	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-2108	-118	-136	-7	-214	-3072
A_T1_fase 3	3	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	707	1047	85	3	328	3475
A_T1_fase 3	3	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-2894	-186	-150	-9	-224	-5729
A_T1_fase 3	3	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	463	523	85	2	168	3113
A_T1_fase 3	3	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-2033	-131	-92	-7	-192	-2456
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1146	3	28	0	21	848
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1155	-2	-19	-1	-46	846
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	286	416	77	2	167	2021
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1689	-84	-94	-5	-152	-2297
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	518	774	59	2	237	2662
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-2271	-136	-107	-7	-162	-4269
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	337	386	59	1	119	2393
A_T1_fase 3	3	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1634	-96	-64	-5	-139	-1845
A_T1_fase 3	3	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-958	1	8	0	-3	706
A_T1_fase 3	3	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-960	0	-1	0	-17	706

TABLE: Element Forces - Frames - TIRANTE										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
6	11	I_SLU_fase 1	Combination		-248	22	-2	0	5	29
6	11	I_SLE_R_fase 1	Combination		-184	16	-1	0	4	21
6	11	I_SLU_fase 2a	Combination		-139	2	-2	0	6	2
6	11	I_SLE_fase 2a	Combination		-92	1	-1	0	4	2
6	11	I_SLU_fase 2b	Combination		382	68	8	0	-22	-49
6	11	I_SLE_fase 2b	Combination		318	57	6	0	-18	-41
6	11	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	1	19	34	0	129	113
6	11	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-94	-10	-33	0	-131	-93
6	11	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	355	83	92	0	282	345
6	11	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-799	-46	-64	0	-284	-586
6	11	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	476	100	98	0	257	390
6	11	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1148	-58	-57	-1	-258	-671
6	11	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	282	77	74	0	199	239
6	11	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-795	-31	-44	0	-203	-531
6	11	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-7	14	23	0	86	77
6	11	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-70	-6	-22	0	-87	-60
6	11	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	263	61	65	0	194	241
6	11	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-589	-32	-44	0	-196	-433
6	11	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	355	75	70	0	181	281
6	11	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-851	-41	-40	-1	-182	-502
6	11	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	212	58	53	0	138	169
6	11	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-589	-21	-31	0	-142	-399
6	11	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-26	5	5	0	17	21
6	11	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-39	1	-4	0	-18	-7

TABLE: Element Forces - Frames - PUNTONI										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
67	0	I_SLU_fase 1	Combination		-2263	423	-25	0	-6	30
67	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		-1676	313	-18	0	-4	23
67	0	I_SLU_fase 2a	Combination		-975	140	-8	0	-1	3
67	0	I_SLE_fase 2a	Combination		-650	94	-5	0	-1	2
67	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-127	-58	-2	0	-8	-49
67	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-106	-49	-1	0	-7	-41
67	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	192	-12	58	0	128	130
67	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-83	-45	-55	0	-126	-111
67	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	639	232	134	0	329	373
67	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1293	-192	-140	0	-299	-631
67	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	657	432	125	0	312	397
67	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-2145	-268	-128	0	-250	-703
67	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	590	173	94	0	228	253
67	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1058	-224	-97	0	-201	-562
67	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	137	-13	39	0	85	89
67	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-46	-35	-37	0	-84	-72
67	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	452	167	91	0	225	260
67	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-933	-142	-96	0	-204	-464
67	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	476	316	88	0	220	284
67	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1575	-200	-91	0	-175	-525
67	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	426	124	65	0	158	178
67	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-769	-167	-67	0	-139	-420
67	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	56	-18	9	0	18	23
67	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	20	-22	-7	0	-16	-9

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
M_T1	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0.76	0.64	0.78
M_T1	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-0.76	-0.97	-3.06
M_T1	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-1.28
M_T1	I_SLE_fase 2b	Combination		0.00	0.00	-0.59
M_T1	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-4.62

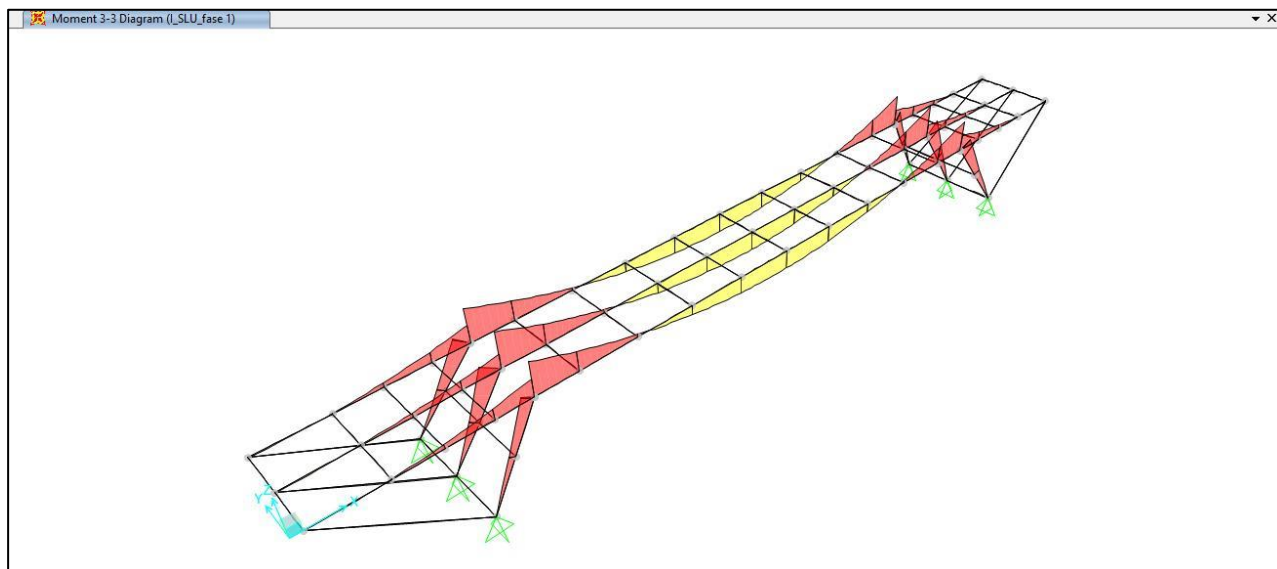


Figura 49: Diagramma momento flettente M33 comb SLU_fase 1

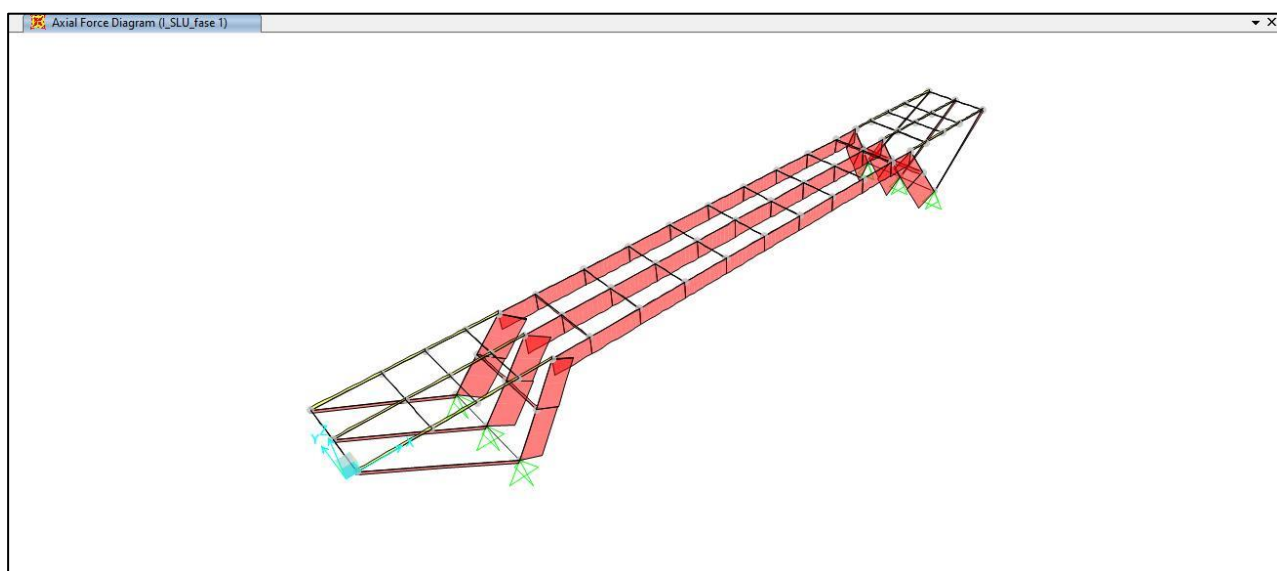


Figura 50: Diagramma Sforzo normale comb SLU_fase 2a

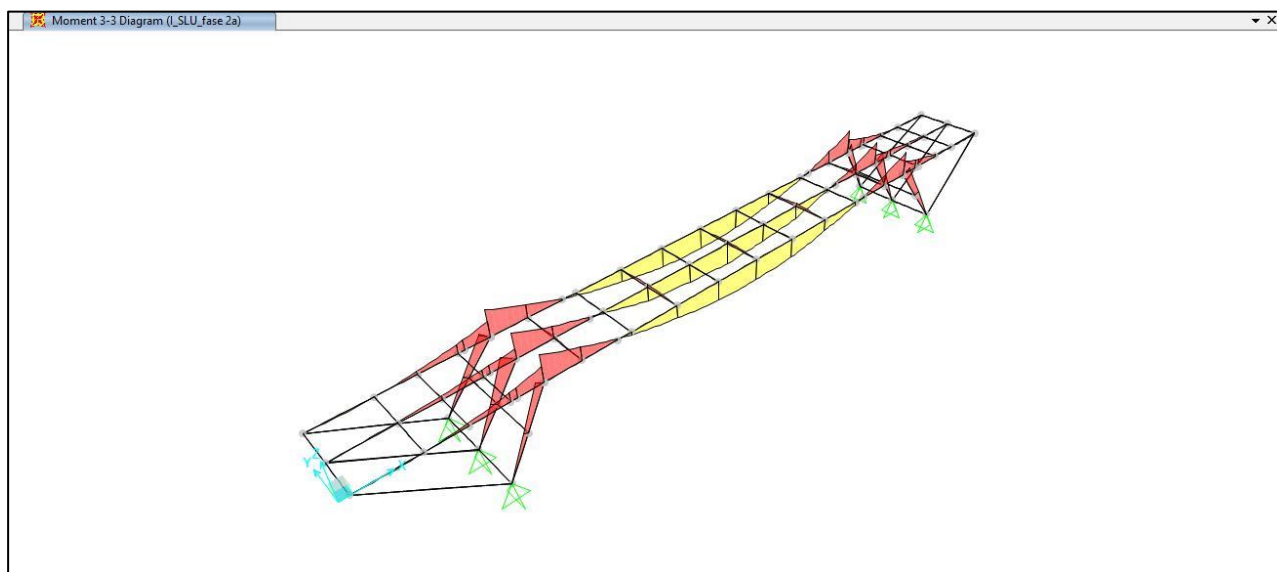


Figura 51: Diagramma momento flettente M33 comb SLU_fase 2a

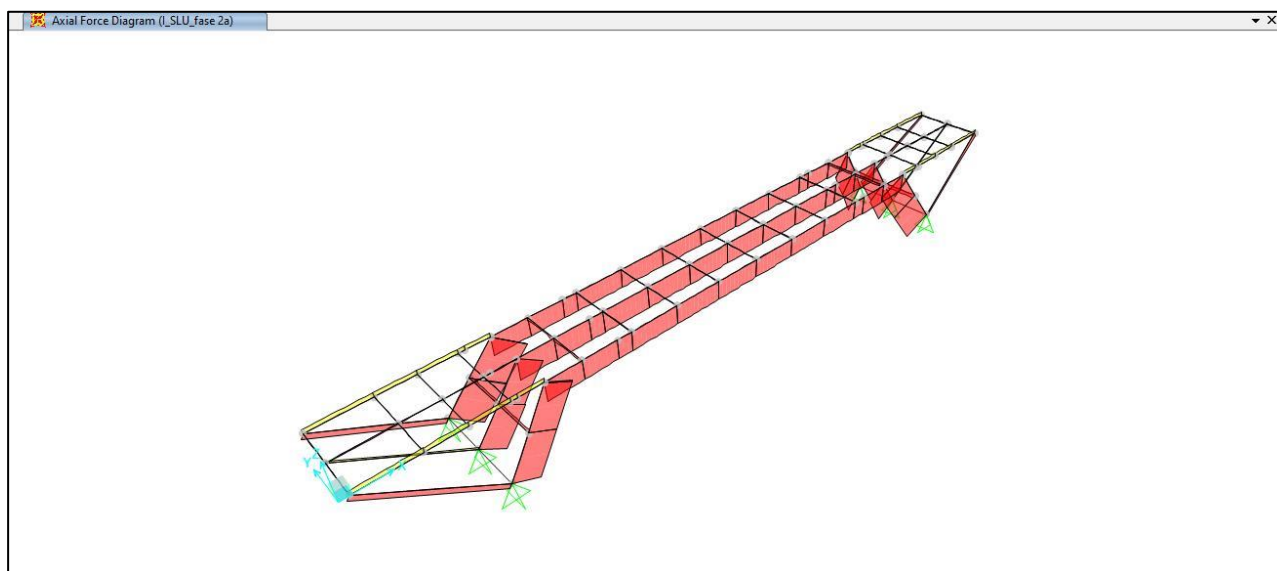


Figura 52: Diagramma Sforzo normale comb SLU_fase 2a

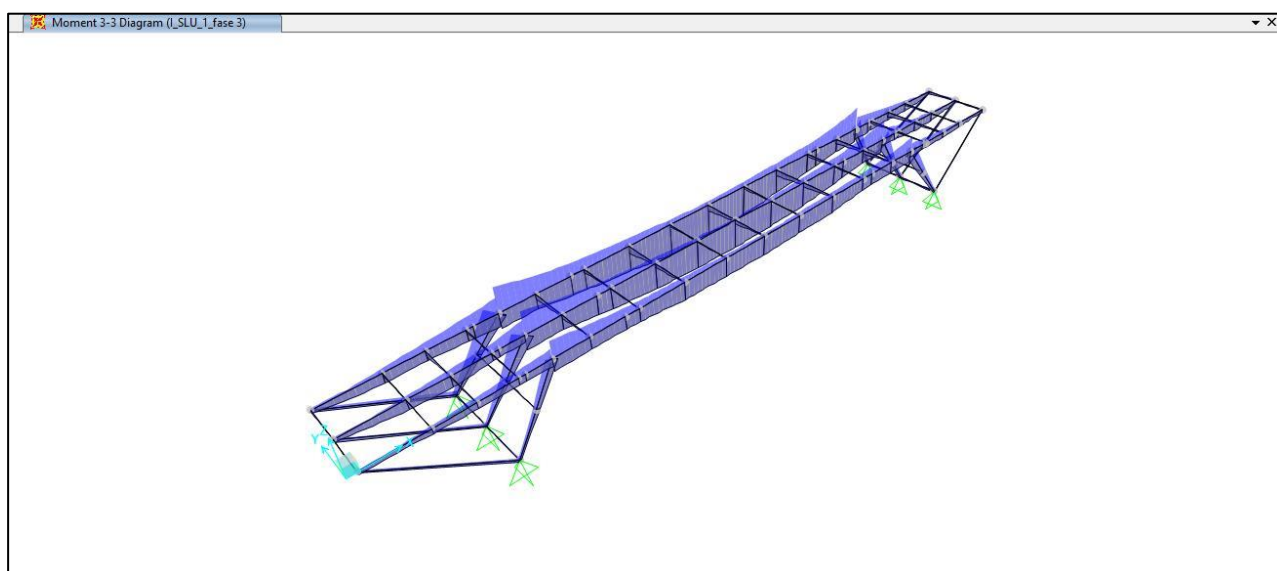


Figura 53: Diagramma momento flettente M33 comb SLU_1_fase 3

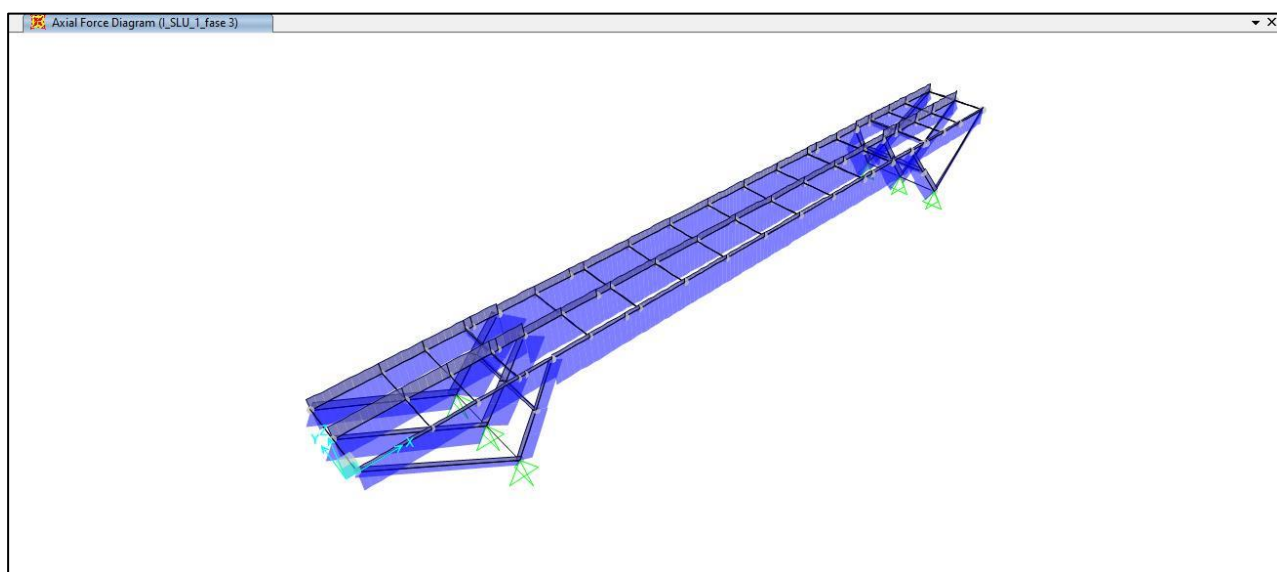


Figura 54: Diagramma sforzo normale comb SLU_1_fase 3

10.1.2 Opere con impalcato ad una campata



10.1.2.1 CV01

TABLE: Element Forces - Frames - MEZZERIA									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
23	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	0	0	0	18406
23	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	0	0	0	13634
23	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	0	0	0	9145
23	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	0	0	0	6097
23	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-4685	0	0	0	5416
23	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-3904	0	0	0	4513
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1526	0	0	938	1342
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1526	0	0	-938	1051
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1526	371	0	1814	13146
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1526	-342	0	-1814	-2003
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1526	588	0	1088	21065
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1526	-539	0	-1088	-1680
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1637	371	0	1088	12824
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1414	-342	0	-1088	-1680
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1526	371	0	1088	12824
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1526	-342	0	-1088	-1680
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1271	0	0	625	1094
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1271	0	0	-625	900
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1271	275	0	1209	9789
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1271	-254	0	-1209	-1535
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1271	435	0	726	15679
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1271	-399	0	-726	-1320
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1354	275	0	726	9574
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1189	-254	0	-726	-1320
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1060	0	0	125	850
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1060	0	0	-125	812
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1271	275	0	726	9574
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1271	-254	0	-726	-1320

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
15	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	-1473	0	0	0
15	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	-1091	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	-732	0	0	0
15	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	-488	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-4685	0	0	0	5416
15	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-3904	0	0	0	4513
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1526	12	75	0	1197
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1526	-12	-75	0	1197
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1526	65	145	0	1197
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1526	-963	-145	0	-1197
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1526	39	87	0	1197
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1526	-1599	-87	0	-1197
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1748	39	87	0	1197
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1303	-937	-87	0	-1197
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1526	39	87	0	1197
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1526	-937	-87	0	-1197
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1271	8	50	0	997
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1271	-8	-50	0	997
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1271	43	97	0	997
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1271	-709	-97	0	-997
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1271	26	58	0	997
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1271	-1182	-58	0	-997
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1436	26	58	0	997
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1106	-691	-58	0	-997
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1060	2	10	0	831
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1060	-2	-10	0	831
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1271	26	58	0	997
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1271	-691	-58	0	-997

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0.26	0.51	0.59
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-0.26	-0.51	-5.12
2	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-2.82
2	I_SLE_fase 2b	Combination		-0.20	0.00	-2.39
2	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-10.19

10.1.2.2 CV02

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
23	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	0	0	0	20347
23	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	0	0	0	15072
23	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	0	0	0	11119
23	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	0	0	0	7413
23	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5065	0	0	0	6316
23	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4221	0	0	0	5263
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1650	0	0	1003	1558
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1650	0	0	-1003	1230
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1650	316	0	1880	11665
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1650	-292	0	-1880	-2153
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1650	539	0	1128	20233
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1650	-492	0	-1128	-1850
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1761	316	0	1128	11362
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1538	-292	0	-1128	-1850
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1650	316	0	1689	11615
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1650	-292	0	-567	-1596
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1375	0	0	669	1271
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1375	0	0	-669	1052
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1375	234	0	1253	8714
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1375	-216	0	-1253	-1668
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1375	399	0	752	15083
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1375	-365	0	-752	-1465
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1457	234	0	752	8511
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1292	-216	0	-752	-1465
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1146	0	0	134	990
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1146	0	0	-134	946
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1375	234	0	1168	8699
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1375	-216	0	-336	-1278

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
15	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	-1628	0	0	0
15	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	-1206	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	-890	0	0	0
15	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	-593	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5065	0	0	0	6316
15	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4221	0	0	0	5263
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1650	13	80	0	1394
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1650	-13	-80	0	1394
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1650	61	150	0	1394
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1650	-828	-150	0	-1394
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1650	36	90	0	1394
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1650	-1515	-90	0	-1394
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1872	36	90	0	1394
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1427	-804	-90	0	-1394
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1650	16	45	0	1394
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1650	-824	-135	0	-1394
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1375	9	54	0	1162
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1375	-9	-54	0	1162
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1375	41	100	0	1162
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1375	-609	-100	0	-1162
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1375	24	60	0	1162
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1375	-1120	-60	0	-1162
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1540	24	60	0	1162
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1210	-593	-60	0	-1162
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1146	2	11	0	968
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1146	-2	-11	0	968
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1375	9	27	0	1162
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1375	-608	-93	0	-1162

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
2	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	0.32	0.68	0.65
2	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-0.32	-0.68	-5.44
2	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-2.83
2	I_SLE_fase 2b	Combination		-0.20	0.00	-2.30
2	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-9.47

10.1.2.3 CV03

TABLE: Element Forces - Frames - MEZZERIA									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
23	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	0	0	0	15083
23	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	0	0	0	11173
23	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	0	0	0	9896
23	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	0	0	0	6597
23	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5060	0	0	0	5318
23	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4217	0	0	0	4432
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1648	0	0	632	1237
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1648	0	0	-632	1065
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1648	311	0	1237	9362
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1648	-265	0	-1237	-1706
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1648	520	0	742	15830
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1648	-433	0	-742	-1484
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1755	311	0	742	9139
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1541	-265	0	-742	-1484
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1648	311	0	855	9187
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1648	-265	0	-629	-1436
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1373	0	0	421	1016
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1373	0	0	-421	901
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1373	230	0	825	7000
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1373	-196	0	-825	-1329
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1373	385	0	495	11808
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1373	-321	0	-495	-1181
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1452	230	0	495	6852
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1294	-196	0	-495	-1181
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1145	0	0	84	810
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1145	0	0	-84	788
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1373	230	0	579	6887
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1373	-196	0	-411	-1146

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
15	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	-1436	0	0	0
15	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	-1064	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	-942	0	0	0
15	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	-628	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5060	0	0	0	5318
15	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4217	0	0	0	4432
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1648	8	60	0	1151
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1648	-8	-60	0	1151
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1648	53	118	0	1151
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1648	-789	-118	0	-1151
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1648	32	71	0	1151
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1648	-1408	-71	0	-1151
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1861	32	71	0	1151
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1435	-768	-71	0	-1151
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1648	27	60	0	1151
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1648	-773	-81	0	-1151
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1373	5	40	0	959
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1373	-5	-40	0	959
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1373	35	79	0	959
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1373	-581	-79	0	-959
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1373	21	47	0	959
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1373	-1041	-47	0	-959
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1531	21	47	0	959
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1215	-567	-47	0	-959
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1145	1	8	0	799
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1145	-1	-8	0	799
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1373	18	39	0	959
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1373	-570	-55	0	-959

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0.22	0.24	0.38
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-0.22	-0.24	-3.09
2	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-2.44
2	I_SLE_fase 2b	Combination		-0.18	0.00	-1.86
2	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-6.58

10.1.2.4 CV04

TABLE: Element Forces - Frames - MEZZERIA										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3	
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	
23	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	0	0	0	21067	
23	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	0	0	0	15605	
23	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	0	0	0	12037	
23	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	0	0	0	8025	
23	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-3478	0	0	0	4344	
23	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-2898	0	0	0	3620	
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1135	0	0	901	1145	
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1135	0	0	-901	976	
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1135	275	0	1742	11345	
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1135	-254	0	-1742	-1841	
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1135	476	0	1045	20173	
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1135	-434	0	-1045	-1529	
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1222	275	0	1045	11033	
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1049	-254	0	-1045	-1529	
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1135	275	0	1045	11033	
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1135	-254	0	-1045	-1529	
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-946	0	0	601	940	
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-946	0	0	-601	828	
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	946	204	0	1161	8444	
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-946	-188	0	-1161	-1404	
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	946	352	0	697	15006	
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-946	-322	0	-697	-1196	
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1010	204	0	697	8236	
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-882	-188	0	-697	-1196	
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-789	0	0	120	748	
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-789	0	0	-120	725	
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	946	204	0	697	8236	
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-946	-188	0	-697	-1196	

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
15	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	-1489	0	0	0
15	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	-1103	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	-851	0	0	0
15	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	-567	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-3478	0	0	0	4344
15	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-2898	0	0	0	3620
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1135	6	64	0	1061
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1135	-6	-64	0	1061
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1135	55	123	0	1061
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1135	-731	-123	0	-1061
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1135	33	74	0	1061
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1135	-1357	-74	0	-1061
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1309	33	74	0	1061
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-962	-709	-74	0	-1061
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1135	33	74	0	1061
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1135	-709	-74	0	-1061
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-946	4	42	0	884
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-946	-4	-42	0	884
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	946	37	82	0	884
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-946	-538	-82	0	-884
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	946	22	49	0	884
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-946	-1003	-49	0	-884
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1075	22	49	0	884
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-818	-523	-49	0	-884
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-789	1	8	0	737
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-789	-1	-8	0	737
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	946	22	49	0	884
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-946	-523	-49	0	-884

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0.30	1.00	0.81
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-0.30	-1.00	-6.12
2	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-4.35
2	I_SLE_fase 2b	Combination		-0.16	0.00	-2.26
2	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-11.62

10.1.2.5 CV05

TABLE: Element Forces - Frames - MEZZERIA									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
23	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	0	0	0	16515
23	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	0	0	0	12233
23	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	0	0	0	9514
23	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	0	0	0	6343
23	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5132	0	0	0	5624
23	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4277	0	0	0	4687
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1671	0	0	679	1331
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1671	0	0	-679	1149
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1671	320	0	1358	10176
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1671	-272	0	-1358	-1875
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1671	539	0	815	17298
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1671	-449	0	-815	-1621
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1779	320	0	815	9922
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1563	-272	0	-815	-1621
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1671	320	0	1311	10138
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1671	-272	0	-318	-1405
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1393	0	0	453	1094
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1393	0	0	-453	973
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1393	237	0	905	7606
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1393	-202	0	-905	-1457
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1393	399	0	543	12900
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1393	-332	0	-543	-1287
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1472	237	0	543	7436
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1313	-202	0	-543	-1287
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1161	0	0	91	873
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1161	0	0	-91	849
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1393	237	0	911	7596
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1393	-202	0	-175	-1128

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
15	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	-1501	0	0	0
15	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	-1112	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	-865	0	0	0
15	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	-577	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5132	0	0	0	5624
15	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4277	0	0	0	4687
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1671	8	62	0	1240
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1671	-8	-62	0	1240
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1671	58	123	0	1240
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1671	-820	-123	0	-1240
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1671	35	74	0	1240
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1671	-1469	-74	0	-1240
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1887	35	74	0	1240
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1455	-796	-74	0	-1240
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1671	15	29	0	1240
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1671	-816	-119	0	-1240
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1393	6	41	0	1033
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1393	-6	-41	0	1033
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	1393	39	82	0	1033
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1393	-603	-82	0	-1033
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	1393	23	49	0	1033
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1393	-1086	-49	0	-1033
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1552	23	49	0	1033
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1233	-587	-49	0	-1033
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1161	1	8	0	861
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1161	-1	-8	0	861
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	1393	9	16	0	1033
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1393	-602	-83	0	-1033

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0.23	0.30	0.44
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-0.23	-0.30	-3.86
2	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-2.75
2	I_SLE_fase 2b	Combination		-0.21	0.00	-2.31
2	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-8.97

10.1.2.6 CV11

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
23	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	0	0	0	5939
23	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	0	0	0	4399
23	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	0	0	0	3631
23	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	0	0	0	2420
23	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-3478	0	0	0	2111
23	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-2898	0	0	0	1759
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1135	0	0	169	499
23	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1135	0	0	-169	484
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1135	241	0	438	5080
23	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1135	-206	0	-438	-703
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1135	384	0	263	8327
23	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1135	-322	0	-263	-618
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1211	241	0	263	4996
23	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1060	-206	0	-263	-618
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1135	241	0	263	4996
23	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1135	-206	0	-263	-618
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-946	0	0	113	415
23	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-946	0	0	-113	405
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	946	178	0	292	3793
23	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-946	-152	0	-292	-551
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	946	284	0	175	6204
23	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-946	-239	0	-175	-494
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1002	178	0	175	3737
23	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-890	-152	0	-175	-494
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-789	0	0	23	343
23	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-789	0	0	-23	340
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	946	178	0	175	3737
23	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-946	-152	0	-175	-494

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
15	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	-742	0	0	0
15	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	-550	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	-454	0	0	0
15	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	-303	0	0	0
15	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-3478	0	0	0	2111
15	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-2898	0	0	0	1759
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1135	1	21	0	492
15	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1135	-1	-21	0	492
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	1135	26	55	0	492
15	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1135	-582	-55	0	-492
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	1135	16	33	0	492
15	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1135	-990	-33	0	-492
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	1286	16	33	0	492
15	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-985	-571	-33	0	-492
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	1135	16	33	0	492
15	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1135	-571	-33	0	-492
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-946	1	14	0	410
15	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-946	-1	-14	0	410
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	946	18	36	0	410
15	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-946	-429	-36	0	-410
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	946	11	22	0	410
15	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-946	-732	-22	0	-410
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	1058	11	22	0	410
15	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-835	-422	-22	0	-410
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-789	0	3	0	342
15	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-789	0	-3	0	342
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	946	11	22	0	410
15	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-946	-422	-22	0	-410

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0.17	0.07	0.45
2	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-0.17	-0.07	-3.64
2	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-2.03
2	I_SLE_fase 2b	Combination		-0.14	0.00	-1.68
2	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-6.37

10.1.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

10.1.3.1 CV10

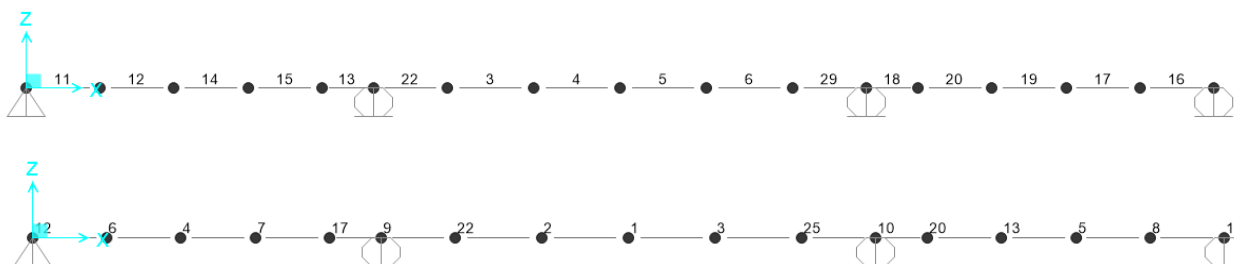


TABLE: Element Forces - Frames - MEZZERIA CAMPATA DI RIVA									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
14	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	182	0	0	3740
14	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	135	0	0	2771
14	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	75	0	0	2446
14	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	50	0	0	1630
14	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5375	198	0	0	2886
14	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4479	165	0	0	2405
14	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1750	-13	1	243	1246
14	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1750	-14	-1	-243	1195
14	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	0	340	2	478	6537
14	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1750	-288	-2	-478	-1377
14	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	0	573	1	287	10374
14	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1750	-447	-1	-287	-2547
14	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	199	339	1	287	6502
14	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1550	-287	-1	-287	-1342
14	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	0	339	1	365	6516
14	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1750	-287	-2	-208	-1329
14	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1458	-11	1	162	1034
14	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1458	-12	-1	-162	1000
14	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	0	251	1	318	4949
14	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1458	-214	-1	-318	-1014
14	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0	425	1	191	7793
14	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1458	-332	-1	-191	-1883
14	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	148	251	1	191	4926
14	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1310	-214	-1	-191	-990
14	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1215	-10	0	32	851
14	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1215	-10	0	-32	844
14	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	0	251	1	249	4936
14	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1458	-213	-1	-133	-980

TABLE: Element Forces - Frames - MEZZERIA CAMPATA CENTRALE									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
5	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	0	0	0	6249
5	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	0	0	0	4629
5	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	0	0	0	4339
5	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	0	0	0	2893
5	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5375	0	0	0	-983
5	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4479	0	0	0	-819
5	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1750	0	0	481	1538
5	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1750	0	0	-481	1445
5	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	0	347	0	945	8408
5	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1750	-295	0	-945	-1176
5	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	0	590	0	567	13819
5	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1750	-496	0	-567	-2215
5	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	114	347	0	567	8345
5	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1636	-295	0	-567	-1112
5	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	0	347	0	722	8370
5	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1750	-295	0	-412	-1088
5	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1458	0	0	321	1274
5	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1458	0	0	-321	1212
5	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	0	257	0	630	6355
5	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1458	-219	0	-630	-859
5	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0	437	0	378	10367
5	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1458	-367	0	-378	-1634
5	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	84	257	0	378	6313
5	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1374	-219	0	-378	-817
5	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1215	0	0	64	1042
5	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1215	0	0	-64	1030
5	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	0	257	0	493	6331
5	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1458	-219	0	-263	-799

TABLE: Element Forces - Frames - APPOGGIO									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
22	0	I_SLU_fase 1	Combination		0	-1471	0	0	-11479
22	0	I_SLE_R_fase 1	Combination		0	-1090	0	0	-8503
22	0	I_SLU_fase 2a	Combination		0	-815	0	0	-5488
22	0	I_SLE_fase 2a	Combination		0	-544	0	0	-3658
22	0	I_SLU_fase 2b	Combination		-5375	0	0	0	-983
22	0	I_SLE_fase 2b	Combination		-4479	0	0	0	-819
22	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Max	-1750	8	52	151	1541
22	0	I_SLU_VS_fase 3	Combination	Min	-1750	-8	-52	-151	1443
22	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Max	0	77	103	297	2088
22	0	I_SLU_VC_fase 3	Combination	Min	-1750	-821	-103	-297	-3817
22	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Max	0	107	62	178	2373
22	0	I_SLU_1_fase 3	Combination	Min	-1750	-1497	-62	-178	-7763
22	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Max	161	66	62	178	2021
22	0	I_SLU_2a_fase 3	Combination	Min	-1589	-810	-62	-178	-3749
22	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Max	0	62	45	129	1994
22	0	I_SLU_2b_fase 3	Combination	Min	-1750	-814	-79	-227	-3776
22	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Max	-1458	5	35	101	1276
22	0	I_SLE_R_VS_fase 3	Combination	Min	-1458	-5	-35	-101	1210
22	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Max	0	55	69	198	1672
22	0	I_SLE_R_VC_fase 3	Combination	Min	-1458	-606	-69	-198	-2815
22	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0	78	41	119	1889
22	0	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-1458	-1108	-41	-119	-5743
22	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Max	119	48	41	119	1627
22	0	I_SLE_R_2a_fase 3	Combination	Min	-1339	-599	-41	-119	-2770
22	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Max	-1215	1	7	20	1043
22	0	I_SLE_F_VC_fase 3	Combination	Min	-1215	-1	-7	-20	1029
22	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Max	0	45	29	83	1608
22	0	I_SLE_R_2b_fase 3	Combination	Min	-1458	-602	-54	-155	-2789

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
1	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Max	0.61	0.33	1.05
1	I_SLE_R_1_fase 3	Combination	Min	-0.16	-0.33	-3.17
1	I_SLE_fase 2a	Combination		0.00	0.00	-1.28
1	I_SLE_fase 2b	Combination		-0.71	0.00	0.58
1	I_SLE_R_fase 1	Combination		0.00	0.00	-3.46

11 ANALISI IN FASE SISMICA OPERE A TELAIO

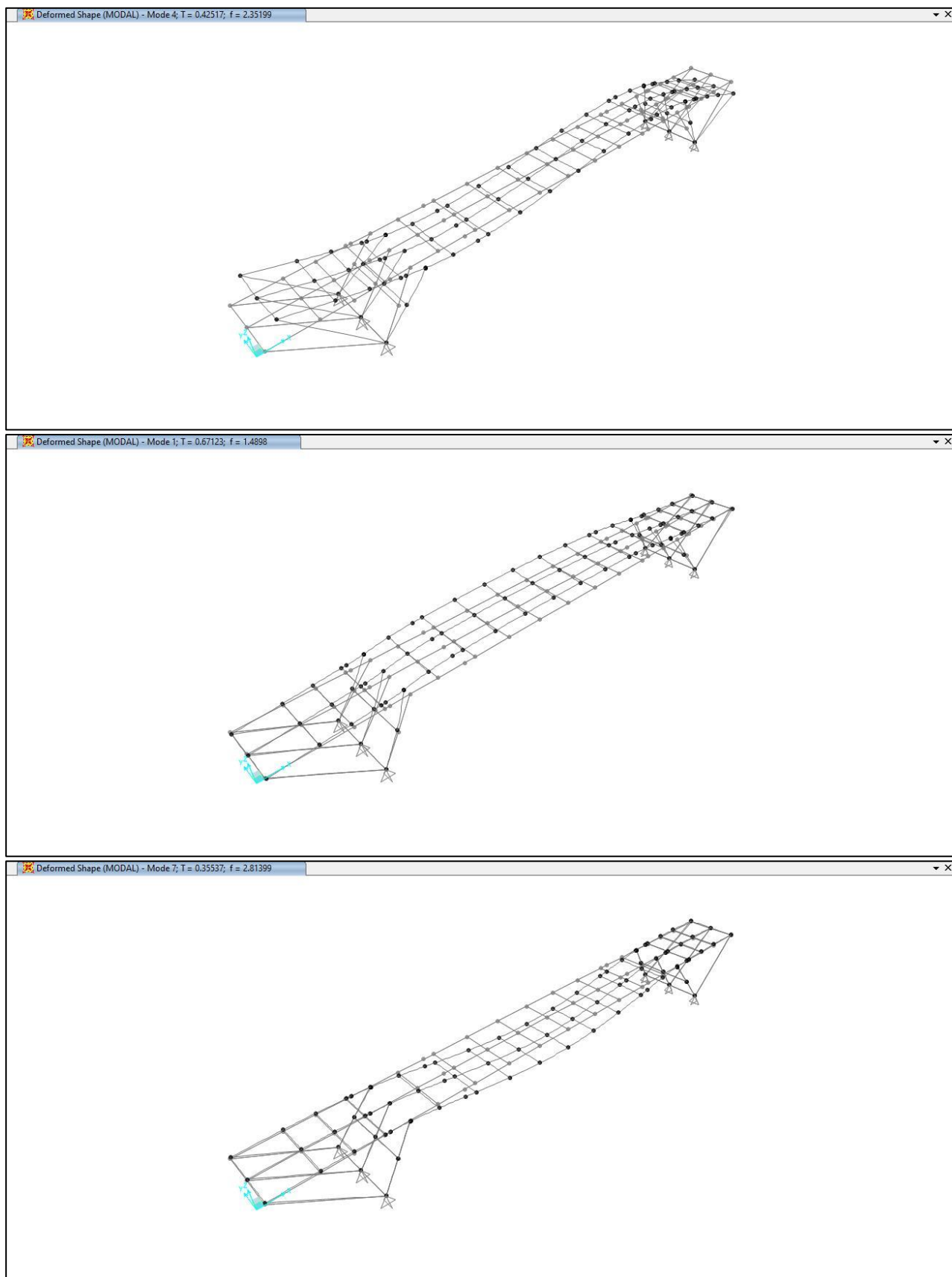
Per il cavalcavia a telaio CV06 l'analisi sismica è stata condotta mediante analisi modale con spettro di risposta. La sovrapposizione delle componenti relativa a ciascuno dei modi considerati nelle analisi è stata eseguita con la regola CQC. Nel modello di calcolo si è considerato un numero di modi tale da eccitare almeno il 85% delle masse come previsto dalla normativa. E' stato assunto un comportamento strutturale non dissipativo ($q=1$).

Nel seguito si riportano i periodi propri della struttura, la relativa massa partecipante e la somma delle masse partecipanti nelle tre direzioni considerate.

Inoltre, si illustrano le deformate relative ai modi principali nelle 3 direzioni x,y,z.

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	95
MODAL	Acceleration	UY	100	99
MODAL	Acceleration	UZ	100	96

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.671	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00
MODAL	Mode	2	0.499	0.00	0.00	0.00	0.00	0.69	0.00
MODAL	Mode	3	0.499	0.00	0.27	0.00	0.00	0.96	0.00
MODAL	Mode	4	0.425	0.63	0.00	0.00	0.63	0.96	0.00
MODAL	Mode	5	0.404	0.00	0.00	0.00	0.63	0.96	0.00
MODAL	Mode	6	0.374	0.00	0.00	0.00	0.63	0.96	0.00
MODAL	Mode	7	0.355	0.00	0.00	0.41	0.63	0.96	0.41
MODAL	Mode	8	0.273	0.00	0.00	0.00	0.63	0.96	0.41
MODAL	Mode	9	0.185	0.00	0.03	0.00	0.63	0.98	0.41
MODAL	Mode	10	0.144	0.00	0.00	0.00	0.63	0.98	0.41
MODAL	Mode	11	0.120	0.00	0.00	0.00	0.63	0.98	0.41
MODAL	Mode	12	0.115	0.13	0.00	0.00	0.76	0.98	0.41
MODAL	Mode	13	0.104	0.00	0.00	0.00	0.76	0.98	0.41
MODAL	Mode	14	0.094	0.00	0.00	0.00	0.76	0.99	0.41
MODAL	Mode	15	0.093	0.01	0.00	0.00	0.77	0.99	0.41
MODAL	Mode	16	0.092	0.00	0.00	0.22	0.77	0.99	0.63
MODAL	Mode	17	0.088	0.00	0.00	0.00	0.77	0.99	0.63
MODAL	Mode	18	0.086	0.01	0.00	0.00	0.78	0.99	0.63
MODAL	Mode	19	0.077	0.00	0.00	0.00	0.78	0.99	0.63
MODAL	Mode	20	0.075	0.00	0.00	0.22	0.78	0.99	0.85
MODAL	Mode	21	0.067	0.00	0.00	0.00	0.78	0.99	0.85
MODAL	Mode	22	0.063	0.00	0.00	0.00	0.78	0.99	0.85
MODAL	Mode	23	0.062	0.00	0.00	0.00	0.78	0.99	0.85
MODAL	Mode	24	0.059	0.00	0.00	0.00	0.78	0.99	0.85
MODAL	Mode	25	0.058	0.00	0.00	0.03	0.78	0.99	0.88
MODAL	Mode	26	0.054	0.00	0.00	0.00	0.78	0.99	0.88
MODAL	Mode	27	0.051	0.00	0.00	0.00	0.79	0.99	0.88
MODAL	Mode	28	0.050	0.00	0.00	0.00	0.79	0.99	0.88
MODAL	Mode	29	0.048	0.04	0.00	0.00	0.82	0.99	0.88
MODAL	Mode	30	0.048	0.00	0.00	0.00	0.82	0.99	0.88
MODAL	Mode	31	0.045	0.04	0.00	0.00	0.86	0.99	0.88
MODAL	Mode	32	0.044	0.00	0.00	0.00	0.86	0.99	0.88
MODAL	Mode	33	0.043	0.00	0.00	0.00	0.86	0.99	0.88
MODAL	Mode	34	0.043	0.00	0.00	0.00	0.86	0.99	0.88
MODAL	Mode	35	0.041	0.05	0.00	0.00	0.92	0.99	0.88
MODAL	Mode	36	0.039	0.00	0.00	0.00	0.92	0.99	0.89
MODAL	Mode	37	0.038	0.00	0.00	0.00	0.92	0.99	0.89
MODAL	Mode	38	0.037	0.00	0.00	0.00	0.92	0.99	0.89
MODAL	Mode	39	0.035	0.00	0.00	0.04	0.92	0.99	0.93
MODAL	Mode	40	0.035	0.00	0.00	0.00	0.92	0.99	0.93
MODAL	Mode	41	0.033	0.00	0.00	0.00	0.92	0.99	0.93
MODAL	Mode	42	0.032	0.00	0.00	0.00	0.92	0.99	0.93
MODAL	Mode	43	0.032	0.00	0.00	0.00	0.92	0.99	0.93
MODAL	Mode	44	0.032	0.01	0.00	0.00	0.93	0.99	0.93
MODAL	Mode	45	0.032	0.02	0.00	0.00	0.95	0.99	0.93
MODAL	Mode	46	0.031	0.00	0.00	0.00	0.95	0.99	0.93
MODAL	Mode	47	0.031	0.00	0.00	0.00	0.95	0.99	0.93
MODAL	Mode	48	0.031	0.00	0.00	0.00	0.95	0.99	0.93
MODAL	Mode	49	0.030	0.00	0.00	0.03	0.95	0.99	0.96
MODAL	Mode	50	0.029	0.00	0.00	0.00	0.95	1.00	0.96



11.1.1 Sollecitazioni sugli appoggi

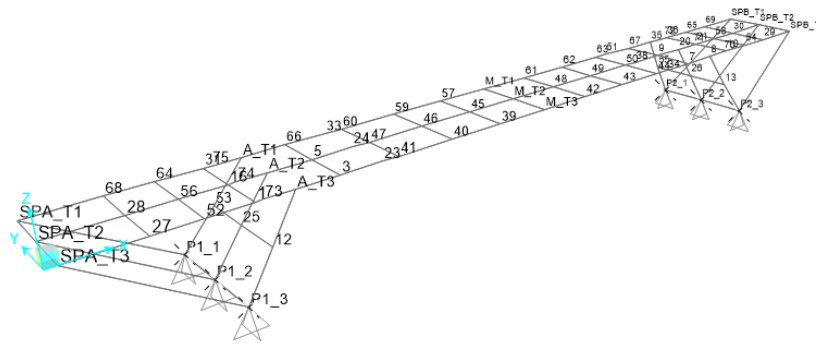
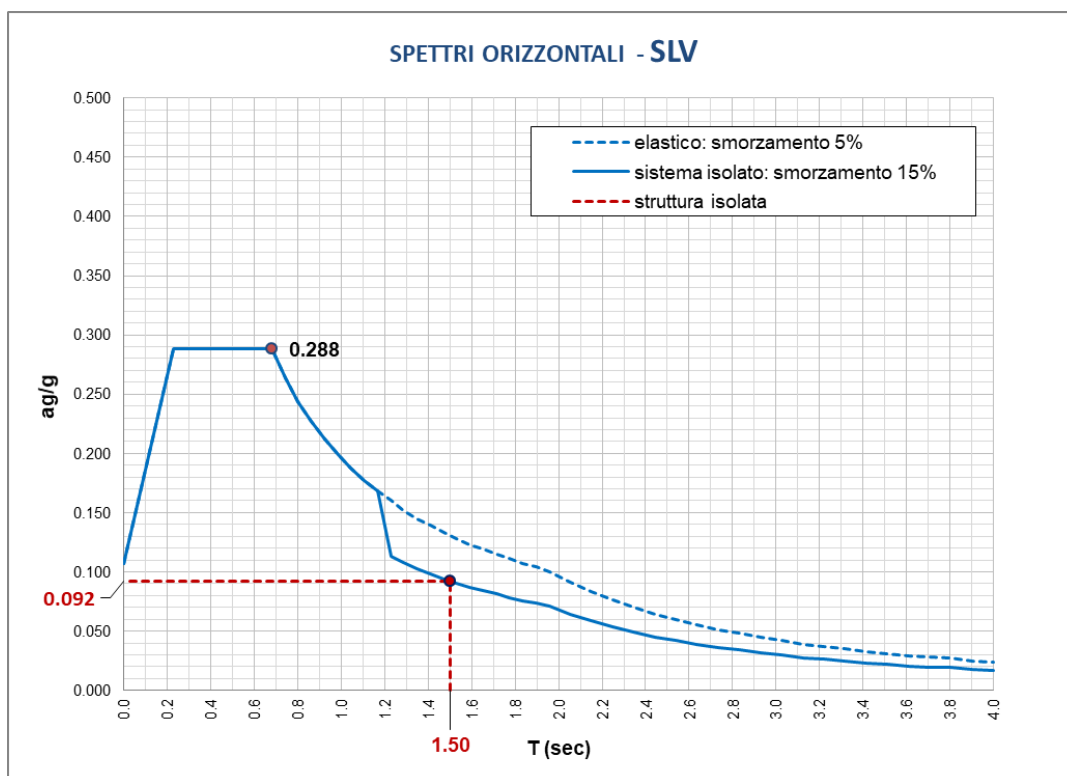


TABLE: Joint Reactions				F long	F trasv	F vert	TABLE: Joint Reactions				F long	F trasv	F vert
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
P1_1	SLU_1	Combination	Max	3665	-310	4172	P2_1	SLU_1	Combination	Max	-1215	-310	4172
P1_1	SLU_1	Combination	Min	1215	-982	2074	P2_1	SLU_1	Combination	Min	-3665	-982	2074
P1_1	SLU_VS	Combination	Max	2218	-377	2700	P2_1	SLU_VS	Combination	Max	-2016	-377	2700
P1_1	SLU_VS	Combination	Min	2016	-611	2304	P2_1	SLU_VS	Combination	Min	-2218	-611	2304
P1_1	SLU_VC	Combination	Max	2986	-245	3624	P2_1	SLU_VC	Combination	Max	-1463	-245	3624
P1_1	SLU_VC	Combination	Min	1463	-898	1966	P2_1	SLU_VC	Combination	Min	-2986	-898	1966
P1_1	SLU_2a	Combination	Max	2825	-310	3422	P2_1	SLU_2a	Combination	Max	-1624	-347	3477
P1_1	SLU_2a	Combination	Min	1393	-795	2113	P2_1	SLU_2a	Combination	Min	-3056	-832	2168
P1_1	SISMA_SLV_L	Combination	Max	2062	-183	2143	P2_1	SISMA_SLV_L	Combination	Max	-1069	-183	2143
P1_1	SISMA_SLV_L	Combination	Min	1069	-521	1446	P2_1	SISMA_SLV_L	Combination	Min	-2062	-521	1446
P1_1	SISMA_SLV_T	Combination	Max	2111	7	2580	P2_1	SISMA_SLV_T	Combination	Max	-1021	7	2580
P1_1	SISMA_SLV_T	Combination	Min	1021	-711	1009	P2_1	SISMA_SLV_T	Combination	Min	-2111	-711	1009
P1_1	SISMA_SLV_V	Combination	Max	1870	-222	2100	P2_1	SISMA_SLV_V	Combination	Max	-1261	-222	2100
P1_1	SISMA_SLV_V	Combination	Min	1261	-483	1488	P2_1	SISMA_SLV_V	Combination	Min	-1870	-483	1488
P1_1	SISMA_SLC_L	Combination	Max	2196	-133	2247	P2_1	SISMA_SLC_L	Combination	Max	-935	-133	2247
P1_1	SISMA_SLC_L	Combination	Min	935	-572	1341	P2_1	SISMA_SLC_L	Combination	Min	-2196	-572	1341
P1_1	SISMA_SLC_T	Combination	Max	2260	114	2815	P2_1	SISMA_SLC_T	Combination	Max	-872	114	2815
P1_1	SISMA_SLC_T	Combination	Min	872	-818	774	P2_1	SISMA_SLC_T	Combination	Min	-2260	-818	774
P1_1	SISMA_SLC_V	Combination	Max	1952	-182	2198	P2_1	SISMA_SLC_V	Combination	Max	-1180	-182	2198
P1_1	SISMA_SLC_V	Combination	Min	1180	-522	1391	P2_1	SISMA_SLC_V	Combination	Min	-1952	-522	1391
P1_2	SLU_1	Combination	Max	3651	357	4174	P2_2	SLU_1	Combination	Max	-1442	357	4174
P1_2	SLU_1	Combination	Min	1442	-255	2143	P2_2	SLU_1	Combination	Min	-3651	-255	2143
P1_2	SLU_VS	Combination	Max	2414	133	2350	P2_2	SLU_VS	Combination	Max	-2237	133	2350
P1_2	SLU_VS	Combination	Min	2237	-133	2318	P2_2	SLU_VS	Combination	Min	-2414	-133	2318
P1_2	SLU_VC	Combination	Max	3060	358	3436	P2_2	SLU_VC	Combination	Max	-1672	358	3436
P1_2	SLU_VC	Combination	Min	1672	-299	2183	P2_2	SLU_VC	Combination	Min	-3060	-299	2183
P1_2	SLU_2a	Combination	Max	2909	261	3390	P2_2	SLU_2a	Combination	Max	-1823	261	3452
P1_2	SLU_2a	Combination	Min	1560	-202	2168	P2_2	SLU_2a	Combination	Min	-3173	-202	2230
P1_2	SISMA_SLV_L	Combination	Max	2102	140	1758	P2_2	SISMA_SLV_L	Combination	Max	-1317	140	1758
P1_2	SISMA_SLV_L	Combination	Min	1317	-140	1626	P2_2	SISMA_SLV_L	Combination	Min	-2102	-140	1626
P1_2	SISMA_SLV_T	Combination	Max	1877	467	1726	P2_2	SISMA_SLV_T	Combination	Max	-1542	467	1726
P1_2	SISMA_SLV_T	Combination	Min	1542	-467	1659	P2_2	SISMA_SLV_T	Combination	Min	-1877	-467	1659
P1_2	SISMA_SLV_V	Combination	Max	1907	140	1751	P2_2	SISMA_SLV_V	Combination	Max	-1512	140	1751
P1_2	SISMA_SLV_V	Combination	Min	1512	-140	1634	P2_2	SISMA_SLV_V	Combination	Min	-1907	-140	1634
P1_2	SISMA_SLC_L	Combination	Max	2203	182	1777	P2_2	SISMA_SLC_L	Combination	Max	-1215	182	1777
P1_2	SISMA_SLC_L	Combination	Min	1215	-182	1608	P2_2	SISMA_SLC_L	Combination	Min	-2203	-182	1608
P1_2	SISMA_SLC_T	Combination	Max	1912	607	1735	P2_2	SISMA_SLC_T	Combination	Max	-1507	607	1735
P1_2	SISMA_SLC_T	Combination	Min	1507	-607	1650	P2_2	SISMA_SLC_T	Combination	Min	-1912	-607	1650
P1_2	SISMA_SLC_V	Combination	Max	1956	182	1771	P2_2	SISMA_SLC_V	Combination	Max	-1463	182	1771
P1_2	SISMA_SLC_V	Combination	Min	1463	-182	1613	P2_2	SISMA_SLC_V	Combination	Min	-1956	-182	1613
P1_3	SLU_1	Combination	Max	3073	869	3540	P2_3	SLU_1	Combination	Max	-1713	869	3540
P1_3	SLU_1	Combination	Min	1713	323	2224	P2_3	SLU_1	Combination	Min	-3073	323	2224
P1_3	SLU_VS	Combination	Max	2210	608	2688	P2_3	SLU_VS	Combination	Max	-2024	608	2688
P1_3	SLU_VS	Combination	Min	2024	380	2316	P2_3	SLU_VS	Combination	Min	-2210	380	2316
P1_3	SLU_VC	Combination	Max	2629	816	3201	P2_3	SLU_VC	Combination	Max	-1845	816	3201
P1_3	SLU_VC	Combination	Min	1845	268	2141	P2_3	SLU_VC	Combination	Min	-2629	268	2141
P1_3	SLU_2a	Combination	Max	2501	724	3048	P2_3	SLU_2a	Combination	Max	-1973	760	3102
P1_3	SLU_2a	Combination	Min	1742	324	2239	P2_3	SLU_2a	Combination	Min	-2732	360	2294
P1_3	SISMA_SLV_L	Combination	Max	2062	521	2143	P2_3	SISMA_SLV_L	Combination	Max	-1069	521	2143
P1_3	SISMA_SLV_L	Combination	Min	1069	183	1446	P2_3	SISMA_SLV_L	Combination	Min	-2062	183	1446
P1_3	SISMA_SLV_T	Combination	Max	2111	711	2580	P2_3	SISMA_SLV_T	Combination	Max	-1021	711	2580
P1_3	SISMA_SLV_T	Combination	Min	1021	-7	1009	P2_3	SISMA_SLV_T	Combination	Min	-2111	-7	1009
P1_3	SISMA_SLV_V	Combination	Max	1870	483	2100	P2_3	SISMA_SLV_V	Combination	Max	-1261	483	2100
P1_3	SISMA_SLV_V	Combination	Min	1261	222	1488	P2_3	SISMA_SLV_V	Combination	Min	-1870	222	1488
P1_3	SISMA_SLC_L	Combination	Max	2196	572	2247	P2_3	SISMA_SLC_L	Combination	Max	-935	572	2247
P1_3	SISMA_SLC_L	Combination	Min	935	133	1341	P2_3	SISMA_SLC_L	Combination	Min	-2196	133	1341
P1_3	SISMA_SLC_T	Combination	Max	2260	818	2815	P2_3	SISMA_SLC_T	Combination	Max	-872	818	2815
P1_3	SISMA_SLC_T	Combination	Min	872	-114	774	P2_3	SISMA_SLC_T	Combination	Min	-2260	-114	774
P1_3	SISMA_SLC_V	Combination	Max	1952	522	2198	P2_3	SISMA_SLC_V	Combination	Max	-1180	522	2198
P1_3	SISMA_SLC_V	Combination	Min	1180	182	1391	P2_3	SISMA_SLC_V	Combination	Min	-1952	182	1391

12 PREDIMENSIONAMENTO ISOLATORI SISMICI

Per tutti i cavalcavia, ad eccezione di quelli a telaio (CV06, CV7, CV08, CV09) Lo schema di vincolo dei viadotti prevede sotto tutte le travi l'impiego di isolatori elastomerici di rigidezza k variabile per ciascuna opera e smorzamento equivalente pari a $\xi=15\%$.

Le azioni sismiche sono determinate con ricorso all'analisi modale con spettro di risposta elastico smorzato di $\xi=15\%$ per il campo di periodi $T > 0.8T_{is}$, con $T_{is}=1.50$ sec.



CARATTERISTICHE ISOLATORI		CV01	CV02	CV03	
Massa sismica totale della sovrastruttura	M	800.53	939.48	812.88	(daN sec ² /cm)
Periodo equivalente della costruzione isolata	T _{is}	1.50	1.50	1.50	(sec)
sapendo che $T=2\pi \cdot (MK)^{0.5}$, si ricava:					
Rigidità equivalente orizzontale del sistema d'isolamento	K _{esi}	14046.08	16484.01	14262.72	(daN/cm)
numero di isolatori della costruzione	n	6.00	6.00	6.00	
Rigidità del singolo isolatore	K _{esi,i}	2341.01	2747.33	2377.12	(daN/cm)
coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	ξ_{esi}	15.00	15.00	15.00	%
per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8T_{is}$ lo spettro elastico va ridotto del coefficiente η $T \geq 0,8 \cdot T_{is} =$					
coefficiente di riduzione dello spettro	$\eta_{esi} = (10/(5 + \xi_{esi}))^{0.5} =$	0.71	0.71	0.71	(-)
	$a_g/g =$	0.092	0.092	0.092	(-)
SPOSTAMENTO ATTESO - SLV	$s = (T/2\pi)^2 \cdot a_g =$	5.16	5.16	5.16	(cm)
TAGLIO SISMICO ATTESO - SLV	$a_g/g \cdot W =$	725.06	850.91	736.24	(kN)
TAGLIO SISMICO ATTESO sul singolo isolatore - SLV	$a_g/g \cdot W =$	120.84	141.82	122.71	(kN)
GEOMETRIA IMPALCATO		CV01	CV02	CV03	
numero di campate	n c	1	1	1	
Lunghezza in asse appoggi campata 1	L ₁	50.00	50.00	42.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 2	L ₂	0.00	0.00	0.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 3	L ₃	0.00	0.00	0.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 4	L ₄	0.00	0.00	0.00	[m]
Lunghezza totale in asse appoggi spalla	L _{tot}	50.00	50.00	42.00	[m]
Larghezza totale soletta	B	10.50	11.35	11.34	[m]
Spessore soletta totale	h	0.30	0.30	0.30	[m]
Larghezza tratto pavimentato	l _p	9.00	7.85	7.84	[m]
numero di travi	n°t	3	3	3	(-)
numero di cordoli laterali	n°c	2	2	2	(-)
Larghezza cordolo sx	l _{c,sx}	0.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo dx	l _{c,dx}	0.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo centrale	l _{c,c}	0.00	0.00	0.00	[m]
altezza media cordoli	c	0.20	0.20	0.27	[m]
Peso carpenteia metallica	G _{acciaio}	3.50	4.50	4.50	[kN/mq]
Peso pavimentazione	G _{pavimentazione}	3.00	3.00	3.00	[kN/mq]
Peso sicurvia (per lato)	G _{sicurvia}	1.00	1.00	1.00	[kN/m]
Peso rete e parapetto (per lato)	G _{rete e parapetto}	1.00	1.00	1.00	[kN/m]
Peso veletta (per lato)	G _{veletta}	1.50	1.50	1.50	[kN/m]
		G_{TOT}	G_{TOT}	G_{TOT}	
Peso proprio carpenteria metallica		1,837.50	2,553.75	2,143.26	[kN]
Peso proprio soletta		3937.50	4256.25	3572.10	[kN]
Peso proprio cordolo sx		187.50	437.50	486.94	[kN]
Peso proprio cordolo dx		187.50	437.50	486.94	[kN]
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00	0.00	[kN]
Peso proprio pavimentazione		1350.00	1177.50	987.84	[kN]
Peso proprio sicurvia totale (dx, sx, c)		100.00	100.00	84.00	[kN]
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		100.00	100.00	84.00	[kN]
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		150.00	150.00	126.00	[kN]
PESO TOTALE IMPALCATO		7850.00	9212.50	7971.08	[kN]

CARATTERISTICHE ISOLATORI		CV04	CV05	CV11	CV10	
Massa sismica totale della sovrastruttura	M	1166.66	816.19	565.78	2828.81	(daN sec ² /cm)
Periodo equivalente della costruzione isolata	T _{is}	1.50	1.50	1.50	1.50	(sec)
sapendo che $T=2\pi\cdot(MK)^{0.5}$, si ricava:						
Rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento	K _{esi}	20470.19	14320.91	9927.09	49634.23	(daN/cm)
numero di isolatori della costruzione	n	8.00	6.00	8.00	16.00	
Rigidezza del singolo isolatore	K _{esi,i}	2558.77	2386.82	1240.89	3102.14	(daN/cm)
coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	ξ_{esi}	15.00	15.00	15.00	15.00	%
per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$ lo spettro elastico va ridotto del coefficiente η	$T \geq 0,8 T_{is} =$	1.20	1.20	1.20	1.20	(sec)
coefficiente di riduzione dello spettro	$\eta_{esi} = (10/(5 + \xi_{esi}))^{0.5} =$	0.71	0.71	0.71	0.71	(-)
	a _g /g =	0.092	0.092	0.092	0.092	(-)
SPOSTAMENTO ATTESO - SLV	s = (T/2π) ² ·a _g =	5.16	5.16	5.16	5.16	(cm)
TAGLIO SISMICO ATTESO - SLV	a _g /g · W =	1056.67	739.25	512.44	2562.13	(kN)
TAGLIO SISMICO ATTESO sul singolo isolatore - SLV	a _g /g · W =	132.08	123.21	64.05	160.13	(kN)
GEOMETRIA IMPALCATO		CV04	CV05	CV11	CV10	
numero di campate	n c	1	1	1	3	
Lunghezza in asse appoggi campata 1	L ₁	56.60	44.00	32.00	34.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 2	L ₂	0.00	0.00	0.00	48.21	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 3	L ₃	0.00	0.00	0.00	34.00	[m]
Lunghezza in asse appoggi campata 4	L ₄	0.00	0.00	0.00	0.00	[m]
Lunghezza totale in asse appoggi spalla	L _{tot}	56.60	44.00	32.00	116.21	[m]
Larghezza totale soletta	B	12.50	11.50	12.50	16.05	[m]
Spessore soletta totale	h	0.25	0.30	0.25	0.30	[m]
Larghezza tratto pavimentato	l _p	9.00	8.00	9.00	12.55	[m]
numero di travi	n°t	4	3	4	4	[-]
numero di cordoli laterali	n°c	2	2	2	2	[-]
Larghezza cordolo sx	l _{c,sx}	1.75	1.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo dx	l _{c,dx}	1.75	1.75	1.75	1.75	[m]
Larghezza cordolo centrale	l _{c,c}	0.00	0.00	0.00	0.00	[m]
altezza media cordoli	c	0.20	0.20	0.20	0.20	[m]
Peso carpenteia metallica	G _{acciaio}	5.80	4.10	3.50	3.50	[kN/mq]
Peso pavimentazione	G _{pavimentazione}	3.00	3.00	3.00	3.00	[kN/mq]
Peso sicurvía (per lato)	G _{sicurvía}	1.00	1.00	1.00	1.00	[kN/m]
Peso rete e parapetto (per lato)	G _{rete e parapetto}	1.00	1.00	1.00	1.00	[kN/m]
Peso veletta (per lato)	G _{veletta}	1.50	1.50	1.50	1.50	[kN/m]
		G_{TOT}	G_{TOT}	G_{TOT}	G_{TOT}	
Peso proprio carpenteria metallica		4,103.50	2,074.60	1,400.00	6,528.10	[kN]
Peso proprio soletta		4421.88	3795.00	2500.00	13988.78	[kN]
Peso proprio cordolo sx		495.25	385.00	280.00	1016.84	[kN]
Peso proprio cordolo dx		495.25	385.00	280.00	1016.84	[kN]
Peso proprio cordolo centrale		0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Peso proprio pavimentazione		1528.20	1056.00	864.00	4375.31	[kN]
Peso proprio sicurvía totale (dx, sx, c)		113.20	88.00	64.00	232.42	[kN]
Peso proprio parapetto totale (dx e sx)		113.20	88.00	64.00	232.42	[kN]
Peso proprio veletta totale (dx e sx)		169.80	132.00	96.00	348.63	[kN]
PESO TOTALE IMPALCATO		11440.28	8003.60	5548.00	27739.33	[kN]

13 METODI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica è stata condotta con un'analisi elastica. Nelle pagine che seguono si riportano le diverse verifiche previste dalla Normativa di riferimento allo SLU e allo SLE.

- Classificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni composte è stata eseguita secondo lo schema introdotto per le sezioni in acciaio in §4.2.3. delle NTC2018. Le varie sezioni resistenti saranno verificate con riferimento alla loro classe di appartenenza, che verrà dichiarata caso per caso. Ai fini della loro classificazione si opera la seguente procedura:

- si esegue la verifica in sezione lorda, senza riduzioni;
- dai valori tensionali si calcolano i valori di Ψ ;
- poiché le sezioni resistenti vengono verificate per pressoflessione, si calcolano i rapporti C/t limite per la Classe 3 come indicato in Tab.4.2.III. Per le sezioni di questa classe non vengono operate delle riduzioni; esse possono raggiungere nelle fibre estreme valori pari a $\sigma = f_{yd}$;
- se il valore limite non è superato, la verifica si conduce in sezione lorda; se, invece, tale valore risulta superato, la verifica della sezione viene condotta per interazioni, considerando l'instabilità locale.

Si precisa che nell'analisi dei modelli e nella verifica al taglio, in conformità alla Normativa vengono utilizzate comunque le sezioni lorde per le sezioni di Classe 4, poiché $\rho > 0,5$ nella combinazione di carico più gravosa.

Poiché i valori presi a riferimento per i parametri di instabilità delle parti di sezione fanno riferimento a f_{yd} , ovvero al valore di snervamento, nelle verifiche viene operata una correzione del parametro λ_p , secondo quanto indicato in EN 1993-1-5, che tiene conto del reale livello tensionale nell'elemento in verifica. In tal modo si potrà trovare che una sezione di Classe 4, per alcuni valori di Ψ e di impegno tensionale, sia classificabile in Classe 3.

Le verifiche delle travi principali, su cui posa la soletta in cemento armato, sono riferite alle varie fasi di costruzione e di esercizio.

CRITERI DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

- Verifiche tensionali

Per quanto riguarda, invece, le verifiche tensionali, di seguito sono indicate le linee lungo le quali sono state calcolate le tensioni.

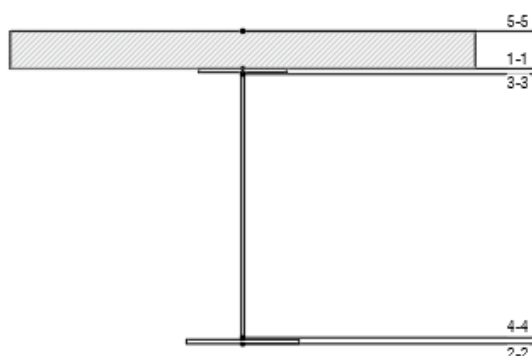
1-1= bordo superiore trave

2-2= bordo inferiore trave

3-3= attacco anima/ala superiore

4-4= attacco anima/ala inferiore

5-5= bordo superiore soletta cls



$$\sigma_i = \text{tensione nella } i\text{-esima linea media} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W_s}$$

$$\tau_i = \text{tensione di taglio nella sezione di attacco anima/ala inferiore (superiore)} = \frac{V}{A_v}$$

Tensioni ideali

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

N.B. Si evidenzia che l'intera azione tagliante è stata assegnata all'anima della trave in acciaio con una distribuzione uniforme delle tensioni.

- Verifica di stabilità delle sezioni

Per le sezioni di Classe 3 nelle verifiche si è fatto riferimento alla sezione lorda; per quelle di Classe 4 alle sezioni efficaci. Circa la definizione delle caratteristiche della sezione efficace, essa è stata condotta secondo quanto indicato dalla Circolare C4.2.4.1.3.4.2 della NTC2018 nonché dalla EN 1993-1-5; nel caso di sezioni in Classe 3 la sezione efficace coincide con quella lorda.

A_{eff} , J_{eff} flessione: concorre a determinare le caratteristiche J / W della sezione composta (acciaio / calcestruzzo) per flessione, con le precisazioni della UNI ENV 1993-1-5 e delle NTC 2018.

Per la determinazione delle sezioni efficaci sono state applicate le procedure previste dalle NTC 2018 e EN1993-1.5 circa le anime prive di irrigidimenti o per anime irrigidite, di cui seguono gli estratti.

Estratto UNI EN 1993-1-5

4 Plate buckling effects due to direct stresses at the ultimate limit state

4.1 General

(1) This section gives rules to account for plate buckling effects from direct stresses at the ultimate limit state when the following criteria are met:

- a) The panels are rectangular and flanges are parallel or nearly parallel (see 2.3);
- b) Stiffeners, if any, are provided in the longitudinal or transverse direction or both;
- c) Open holes and cut outs are small (see 2.3);
- d) Members are of uniform cross section;
- e) No flange induced web buckling occurs.

NOTE 1: For compression flange buckling in the plane of the web see section 8.

NOTE 2: For stiffeners and detailing of plated members subject to plate buckling see section 9.

4.2 Resistance to direct stresses

(1) The resistance of plated members may be determined using the effective areas of plate elements in compression for class 4 sections using cross sectional data (A_{eff} , I_{eff} , W_{eff}) for cross sectional verifications and member verifications for column buckling and lateral torsional buckling according to EN 1993-1-1.

(2) Effective^p areas should be determined on the basis of the linear strain distributions with the attainment of yield strain in the mid plane of the compression plate.

4.3 Effective cross section

(1) In calculating longitudinal stresses, account should be taken of the combined effect of shear lag and plate buckling using the effective areas given in 3.3.

(2) The effective cross sectional properties of members should be based on the effective areas of the compression elements and on the effective^s area of the tension elements due to shear lag.

(3) The effective area A_{eff} should be determined assuming that the cross section is subject only to stresses due to uniform axial compression. For non-symmetrical cross sections the possible shift e_N of the centroid of the effective area A_{eff} relative to the centre of gravity of the gross cross-section, see Figure 4.1, gives an additional moment which should be taken into account in the cross section verification using 4.6.

(4) The effective section modulus W_{eff} should be determined assuming the cross section is subject only to bending stresses, see Figure 4.2. For biaxial bending effective section moduli should be determined about both main axes.

NOTE: As an alternative to 4.3(3) and (4) a single effective section may be determined from N_{Ed} and M_{Ed} acting simultaneously. The effects of e_N should be taken into account as in 4.3(3). This requires an iterative procedure.

Estratto NTC 2018

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
		Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{390\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{30\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,07 + 0,53\psi}$ quando $\psi \leq -1 : c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,91	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tabella C4.2.VIII Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello			
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$			
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore k_σ	4,00	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

A_a = area della sezione trasversale della trave di acciaio

$I_{eff,y}$ = momento d'inerzia della sezione trasversale della trave di acciaio rispetto all'asse forte

b_{eff} = larghezza collaborante della soletta in calcestruzzo

A_c = area della sezione trasversale della soletta di calcestruzzo collaborante

I_c = momento d'inerzia della sezione trasversale della soletta collaborante rispetto all'asse x_c-x_c passante per G_c

A_ϕ = area delle barre costituenti l'eventuale armatura longitudinale della soletta di calcestruzzo collaborante

A = $A_a + A_\phi + A_c / n$ = area della sezione composta resa omogenea

y = $(A_a y_a + A_\phi y_\phi + A_c y_c / n) / A$ = distanza del baricentro della sezione omogenea composta dal bordo inferiore della trave di acciaio

S = $A_c (y_c - y) / n + A_\phi (y_\phi - y)$ = momento statico della sezione della soletta e relativa armatura rispetto all'asse neutro della sezione composta resa omogenea

I = $I_a + I_c / n + A_a (y_a - y)^2 + A_\phi (y_\phi - y)^2 + A_c (y_c - y)^2 / n$ = momento d'inerzia della sezione composta resa omogenea rispetto al suo asse baricentrico x-x

$W_{c,s}$ = $nI / (h - y)$ = modulo di resistenza della sezione composta resa omogenea valutato al lembo superiore della soletta di calcestruzzo

W'_ϕ = $I / (y_\phi - y)$ = modulo convenzionale di resistenza della sezione composta resa omogenea valutato rispetto al baricentro dell'armatura longitudinale della soletta di calcestruzzo

$W'_{a,s}$ = $I / (h_a - y)$ = modulo convenzionale di resistenza della sezione composta resa omogenea

valutato al lembo superiore della trave metallica

$W_{a,i} = I / y =$ modulo di resistenza della sezione composta resa omogenea valutato al lembo inferiore della trave metallica

- Verifiche di stabilità dei pannelli d'anima

Per le sezioni di Classe 4 sono state condotte verifiche locali di stabilità come previsto in § 4.2.4.1.3.4. del NTC 2018. La verifica di stabilità delle anime compresse viene condotta per la condizione di carico maggiormente significativa, ovvero quella di S.L.U.

Estratti Circolare NTC 2018

C4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

In presenza di fenomeni di instabilità che potrebbero portare a rotture per fenomeni di fatica la verifica deve essere condotta in fase d'esercizio (verifica a *respiro delle anime*): al riguardo si veda § 7.4 del documento EN1993-2 e § 4.6 del documento EN1993-1-5. Inoltre, nel caso di profili in parete sottile e/o sagomati a freddo di classe 4 è necessario fare riferimento ai documenti tecnici specializzati, che trattino le loro problematiche di resistenza e stabilità in maniera più esaustiva. Al riguardo si veda anche il documento EN1993-1-3.

Per la verifica dei pannelli d'anima è necessario riferirsi in genere a normative e documentazione tecnica di comprovata validità. Nei casi maggiormente ricorrenti è possibile verificare la stabilità dei pannelli d'anima utilizzando le procedure esposte nei paragrafi seguenti.

C4.2.4.1.3.4.1 Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore h_w/t supera il valore

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon \quad (C4.2.43)$$

nel caso di pannelli non irrigiditi e

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \quad (C4.2.44)$$

per pannelli irrigiditi, dove h_w è l'altezza del pannello, t il suo spessore, η è uguale a 1,20, k_τ è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello e

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} [\text{MPa}] \quad (C4.2.45)$$

In questo caso devono essere previsti irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli.

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (C4.2.46)$$

dove f_{yw} è la tensione di snervamento del pannello, χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento ed è dato nella Tabella C4.2.VII in funzione del coefficiente di snellezza λ_w e della rigidezza dell'irrigiditore sull'appoggio, $V_{bw,Rd}$ è il contributo resistente dell'anima

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (C4.2.47)$$

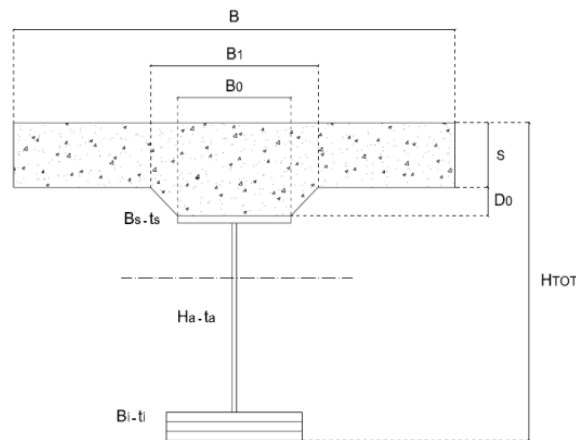
e $V_{bf,Rd}$ è il contributo resistente delle piattabande.

CRITERI DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendo dei limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all'aspetto della struttura, nonché dei vincoli e dei dispositivi di giunto previsti in progetto. Il limite di deformabilità per carichi fissi è stato imposto pari a $L/300$, recuperabili tramite una controfrecchia iniziale. Il limite di deformabilità per carichi mobili è invece stato imposto con un valore più restrittivo pari a $L/500$ in quanto le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili come indicato in §5.1.4.5 della NTC 2018.

13.1 Verifica delle travi a sezione piena

Di seguito vengono riportate le caratteristiche delle sezioni, per ogni opera. Le grandezze indicate si riferiscono all'immagine sottostante.



Le verifiche condotte allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono svolte rispetto ai valori massimi delle sollecitazioni normali, flettenti e taglianti separatamente considerate, portando in conto, per ciascun caso, le rispettive azioni corrispondenti.

Si riportano nei paragrafi successivi le verifiche di resistenza e stabilità della trave maggiormente sollecitata, rappresentativa dell'intero impalcato.

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni significative per ciascuna opera.

Per le opere ad una sola campata, si studiano le azioni flettenti massime riferite alla mezzeria dell'impalcato e le azioni taglianti massime riferite agli appoggi di estremità.

Per le opere a più campate, si considerano le azioni riferite a ogni singola sezione studiata.

Per ogni opera, di seguito si riportano:

- Le proprietà geometriche delle sezioni analizzate, suddivise in sezione di solo acciaio, sezione composta soggetta a carichi di breve durata e sezione composta soggetta a carichi di lunga durata e la classificazione delle sezioni.
- Le sollecitazioni nelle combinazioni che portano a risultati più gravosi per la sezione in esame. Si assume la compressione di segno positivo. In particolare, per quanto riguarda la fase 2, i momenti e le azioni assiali dovute al ritiro sono considerate separatamente rispetto alle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti.
- Il calcolo delle tensioni per ciascuna fase di carico. La verifica allo SLU è condotta dapprima sulle sollecitazioni della fase 1 e poi sullo stato tensionale finale della struttura.
- Le verifiche di resistenza e instabilità flessione torsionale. I pannelli d'anima sono verificati per instabilità locale dovuta a taglio.
- Le verifiche tensionali della sezione composta.
- Le verifiche di deformabilità (freccia massima) nelle fasi 1,2,3.

13.1.1 Opere a telaio

13.1.1.1 CV06

- Sezione di mezzeria

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	600 mm	t _e = 35 mm
Anima	t _a =	20 mm	H _t = 1320 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	800 mm	t _i = 45 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 1400 mm

DATI SOLETTA IN.C.A.	
Spessore soletta	s = 30 cm
Altezza raccordo	D ₀ = 0 cm
Base inferiore raccordo	B _i = 60 cm
base superiore raccordo	B ₀ = 60 cm
Larghezza collaborante	B = 337.5 cm
Armatura metallica superiore e inferiore	A _r = 106.03 cmq
Copriferro	c = 5 cm

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)	
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	fyk_s = 355 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	fyk_i = 335 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	fyk_w = 355 N/mm ²
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γm0 = 1.05
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γm1 = 1.10
coefficiente di sicurezza per fatica	γmf = 1.35
modulo elastico	E = 210000 N/mm ²
coefficiente piattabanda sup.	ε_s = 0.81
coefficiente piattabanda inf.	ε_i = 0.84
coefficiente anima	ε_w = 0.81
<i>Classificazione dell'anima:</i>	
altezza depurata dei raccordi o saldature	c = 1320.00 mm
spessore dell'anima	t = 20.00 mm
rapporto	c/t = 66.00
Classificazione dell'anima per pressoflessione	CLASSE 4 per fase 1 CLASSE 3 per fase 3
<i>Classificazione della piattabanda superiore in compressione:</i>	
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c = 290.00 mm
spessore piattabanda	t = 35.00 mm
rapporto	c/t = 8.29
Classificazione ali per compressione	CLASSE 3 per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	ψ = -0.421		64.36
ANIMA - Fase 3 =	ψ = -1.06		107.37

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	Aa = 834.00 cm ²
Peso	Pp = 6.55 kN/m
Momento statico - asse inferiore	Si = 48454.50 cm ³
Ordinata baricentro	Ya = 58.0989 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	Jxx = 2 896 707 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	Jyy = 255 088 cm ⁴
Inerzia Torsionale	Jzz = 3 639.5 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	Ws = 35 368 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	Wi = 49 858 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	Ww s = 36 947 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	Ww i = 54 044 cm ³

DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Altezza complessiva della sezione	H =	170.00 cm		
Classe di resistenza del cls	Rck =	40 N/mm ²		
resistenza caratteristica cilindrica del cls	fck =	33.2 N/mm ²		
coefficiente di sicurezza	γc =	1.50		
coefficiente di viscosità a tempo infinito	cf =	1.79		
Tensione caratteristica di snervamento barre di armatura	fyk =	450 N/mm ²		
	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE		
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	6.242	n =	17.41
asse neutro sezione composta	x =	47.9 cm	x =	72.1 cm
area omogeneizzata	A =	2 456.1 cm ²	A =	1 415.7 cm ²
baricentro sezione omogeneizzata	yg =	122.1 cm	yg =	97.9 cm
inerzia del profilo composto	Jxx =	8 190 277.8 cm ⁴	Jxx =	6 157 997.0 cm ⁴
modulo di resistenza elastico_bordo sup soletta	Wel,s_s =	1 067 209.8 cm ³	Wel,s_s =	1 486 967.1 cm ³
modulo di resistenza elastico_piattabanda superiore	Wel,p-s =	457 442.5 cm ³	Wel,p-s =	146 318.9 cm ³
modulo elastico di resistenza piattabanda inf	Wel,p-i =	67 080.9 cm ³	Wel,p-i =	62 892.0 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-sup	Wel,w-s =	568 591.7 cm ³	Wel,w-s =	159 590.9 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-inf	Wel,w-i =	69 647.9 cm ³	Wel,w-i =	65 921.7 cm ³

SOLLECITAZIONI AGENTI ALLO SLU

1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio		
momento massimo	Med1 =	3 510 KNm
taglio corrispondente	Ved1 =	0 kN
Azione assiale costante	Ned,s =	1 462 kN
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente é quella mista sottoposta a carichi permanenti (lungo termine)		
momento massimo	Med2 =	1 910 KNm
taglio corrispondente	Ved2 =	0 kN
Azione assiale costante	Ned,s =	562 kN
<i>fase2a (permanenti)</i>		
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente é quella mista sottoposta a ritiro (lungo termine)		
momento massimo	Med2 =	333 KNm
taglio corrispondente	Ved2 =	0 kN
Azione assiale costante	Ned,s =	4 623 kN
<i>fase 2b (ritiro)</i>		
3 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente é quella mista sottoposta a carichi variabili (breve termine)		
momento massimo	Med3 =	7 063 kNm
taglio corrispondente	Ved3 =	0 kN
Azione assiale costante	Ned =	2 196 kN
<i>mobili e termica</i>		

1^a FASE : SOLO SEZIONE ACCIAIO

Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ _{p,s} (M) =	98.88 N/mm ²
			σ _{p,s} (N) =	17.48 N/mm ²
			σ _{p,s} (Tot) =	116.37 N/mm ²
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ _{p,i} (M) =	-70.37 N/mm ²
			σ _{p,i} (N) =	17.48 N/mm ²
			σ _{p,i} (Tot) =	-52.88 N/mm ²
	anima superiore	sez.3-3	σ _{w,s} (M) =	95.00 N/mm ²
			σ _{w,s} (N) =	17.48 N/mm ²
			σ _{w,s} (Tot) =	112.48 N/mm ²
	anima inferiore	sez.4-4	σ _{w,i} (M) =	-64.93 N/mm ²
			σ _{w,i} (N) =	17.48 N/mm ²
			σ _{w,i} (Tot) =	-47.44 N/mm ²
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ =	0.00 N/mm ²
2^a FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - PERMANENTI				
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ _{p,s} (M) =	13.05 N/mm ²
			σ _{p,s} (N) =	3.97 N/mm ²
			σ _{p,s} (Tot) =	17.02 N/mm ²
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ _{p,i} (M) =	-30.37 N/mm ²
			σ _{p,i} (N) =	3.97 N/mm ²
			σ _{p,i} (Tot) =	-26.40 N/mm ²
	anima superiore	sez.3-3	σ _{w,s} (M) =	11.97 N/mm ²
			σ _{w,s} (N) =	3.97 N/mm ²
			σ _{w,s} (Tot) =	15.94 N/mm ²
	anima inferiore	sez.4-4	σ _{w,i} (M) =	-28.97 N/mm ²
			σ _{w,i} (N) =	3.97 N/mm ²
			σ _{w,i} (Tot) =	-25.00 N/mm ²
	bordo sup. soletta	sez.5-5	σ _{s,s} (M) =	1.28 N/mm ²
			σ _{s,s} (C) =	0.23 N/mm ²
			σ _{s,s} (T) =	-0.56 N/mm ²
			σ _{s,s} (Tot) =	0.96 N/mm ²
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ =	0.00 N/mm ²

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	2.19 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	32.05 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	34.24 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-5.28 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	32.05 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	26.77 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	2.00 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	32.05 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	34.05 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-5.04 N/mm ²	
			$\sigma_{w_i} (N)=$	32.05 N/mm ²	
			$\sigma_{w_i} (Tot)=$	27.01 N/mm ²	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	0.23 N/mm ²	
			$\sigma_{s_s} (C)=$	1.93 N/mm ²	
			$\sigma_{s_s} (T)=$	-4.57 N/mm ²	
$\sigma_{s_s} (Tot)=$			-2.41 N/mm ²		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm ²	
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	15.44 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	8.94 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	24.38 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-105.29 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	8.94 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-96.35 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	12.42 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	8.94 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	21.36 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	-101.41 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	8.94 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	-92.47 N/mm ²	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	6.62 N/mm ²	
			$\sigma_{s_s} (N)=$	1.43 N/mm ²	
			$\sigma_{s_s} (Tot)=$	8.05 N/mm ²	
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm ²	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)					
FASE 1					FS
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	12.001,2 kNm			
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	7.511,5 kNm	>	3.510,0 kNm	0.47
con:					
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	27,181 kNm			
coefficiente di snellezza normalizzata	$\lambda_{LT}=$	0.681			
rapporto altezza/flangia	h/b =	2.33			
fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}=$	0.76 curva d			
coefficiente	$\Phi_{LT}=$	0.91			
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	X_{LT}=	0.656			

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s}=$	198.86 N/mm ²		
			$f_{yd}=$	338.10 N/mm ²	0.59	
	VERIFICATO					
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i}=$	-143.50 N/mm ²		
			$f_{yd}=$	-319.05 N/mm ²	0.45	
	VERIFICATO					
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s}=$	190.65 N/mm ²		
			$\tau =$	0.00 N/mm ²		
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i}=$	-132.50 N/mm ²		
			$\sigma_{id}=$	190.65 N/mm ²		
			$f_{yd}=$	338.10 N/mm ²	0.56	
	VERIFICATO					
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} =$	6.11 N/mm ²		
			$f_{cd}=$	22.13 N/mm ²	0.28	
	VERIFICATO					
Tensioni tangenziale max:			$\tau_{t,Ed} =$	0.00 N/mm ²		
			$\tau_{Rd} =$	195.20 N/mm ²		
			$\tau_{Rd,instab} =$	189.86 N/mm ²	0.00	
VERIFICATO						

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE			
1ª FASE :			
freccia carichi permanenti	f max_G1=	46.20 mm	
2ª FASE			
freccia limite: L/300	f lim=	133.3 mm	
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	12.80 mm	
freccia massima ritiro	fmax_r=	6.00 mm	
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	65.0 mm	L/ 615 VERIFICATO
3ª FASE			
freccia limite: L/500	f lim=	80.0 mm	
freccia carichi mobili	f max_Q=	31.00 mm	L/ 1,290 VERIFICATO

- Sezione d'appoggio

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:	profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	600 mm
Anima	t _s =	30 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	800 mm
Altezza complessiva trave	H _{tot} =	1900 mm
	t _s =	40 mm
	H _s =	1810 mm
	t _i =	50 mm

DATI SOLETTA IN C.A.	
Spessore soletta	s = 30 cm
Altezza raccordo	D ₀ = 0 cm
Base inferiore raccordo	B ₁ = 60 cm
base superiore raccordo	B ₀ = 60 cm
Larghezza collaborante	B = 337.50 cm
Armatura metallica superiore o inferiore	A _r = 106.03 cmq
Copriferro	c = 5 cm

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)			
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	f _{yk_s} =	355 N/mm ²	$c/t \leq n \cdot \varepsilon$ con: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y [N/mm^2]}$
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	f _{yk_i} =	335 N/mm ²	
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	f _{yk_w} =	355 N/mm ²	
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} =	1.10	
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mf} =	1.35	
modulo elastico	E =	210000 N/mm ²	
coefficiente piattabanda sup.	ε _s =	0.81	
coefficiente piattabanda inf.	ε _i =	0.84	
coefficiente anima	ε _w =	0.81	
<u>Classificazione dell'anima:</u>			
altezza depurata dei raccordi o saldature	c =	1810.00 mm	
spessore dell'anima	t =	30.00 mm	
rapporto	c/t =	60.33	
Classificazione dell'anima per pressoflessione		CLASSE 3	per fase 1
		CLASSE 3	per fase 3
			piattabanda superiore
<u>Classificazione della piattabanda inferiore in compressione:</u>			
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c =	385.00 mm	
spessore piattabanda	t =	50.00 mm	
rapporto	c/t =	7.70	
Classificazione ali per compressione		CLASSE 2	per fase 1 e 3

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	ψ = -0.981		98.73
ANIMA - Fase 3 =	ψ = -0.735		79.96

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO -FASE 1	
Area sezione	Aa = 1183.00 cm ²
Peso	Pp = 9.29 kg/m
Momento statico - asse inferiore	Si = 97976.50 cm ⁴
Ordinata baricentro	Ya = 82.8204 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	Jxx = 6,806,494 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	Jyy = 285,741 cm ⁴
Inerzia Torsionale	Jzz = 6,242.3 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	Ws = 63,505 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	Wi = 82,184 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	Ww s = 65,967 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	Ww i = 87,464 cm ³

DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO - A MOMENTO NEGATIVO (non si considera reagente il cls)	
Altezza complessiva della sezione	H = 220.00 cm
Classe di resistenza del cls	Rck = 40 N/mm ²
resistenza caratteristica cilindrica del cls	fck = 33.2 N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γc = 1.50
coefficiente di viscosità a tempo infinito	cf =
Tensione caratteristica di snervamento barre di armatura	fyk = 450 N/mm ²
FASE 2/3	
Coefficiente di omogeneizzazione	n = 1.050
asse neutro acciaio+barre armatura	x = 119.4 cm
area omogeneizzata	A = 1,385.0 cm ²
baricentro sezione omogeneizzata	yg = 100.6 cm
inerzia del profilo composto	Jxx = 9,401,882.07 cm ⁴
modulo di resistenza elastico_ armatura sup	Wel,s_s = 86,321.4 cm ³
modulo di resistenza elastico_ piattabanda superiore	Wel,p-s = 105,210.0 cm ³
modulo elastico di resistenza piattabanda inf	Wel,p-i = 93,423.7 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-sup	Wel,w-s = 110,140.0 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-inf	Wel,w-i = 98,308.0 cm ³

SOLLECITAZIONI AGENTI ALLO SLU	
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio	
momento massimo	Med1 = -6,232 KNm
taglio corrispondente	Ved1 = -969 kN
	Ned,s = 1,465 kN
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi permanenti(lungo termine)	
momento massimo	Med2 = -2,331 KNm
taglio corrispondente	Ved2 = -291 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 566 kN
2A (permanenti)	
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a ritiro (lungo termine)	
momento massimo	Med2 = 2,034 KNm
taglio corrispondente	Ved2 = 0 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 3,632 kN
fase 2b (ritiro)	
3 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi variabili (breve termine)	
momento massimo	Med3 = -5,729 KNm
taglio corrispondente	Ved3 = 186 kN
Azione assiale costante	Ned = 2,108 kN
termica	

1 ^a FASE : SOLO SEZIONE ACCIAIO			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ _{p_s} (M) = -98.13 N/mm ²
			σ _{p_s} (N) = 12.38 N/mm ²
			σ _{p_s} (Tot) = -85.75 N/mm ²
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ _{p_i} (M) = 75.83 N/mm ²
			σ _{p_i} (N) = 12.38 N/mm ²
			σ _{p_i} (Tot) = 88.21 N/mm ²
	anima superiore	sez.3-3	σ _{w_s} (M) = -94.47 N/mm ²
			σ _{w_s} (N) = 12.38 N/mm ²
			σ _{w_s} (Tot) = -82.09 N/mm ²
	anima inferiore	sez.4-4	σ _{w_i} (M) = 71.25 N/mm ²
			σ _{w_i} (N) = 12.38 N/mm ²
			σ _{w_i} (Tot) = 83.64 N/mm ²
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ = -17.85 N/mm ²
2 ^a FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - PERMANENTI			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ _{p_s} (M) = -22.16 N/mm ²
			σ _{p_s} (N) = 4.09 N/mm ²
			σ _{p_s} (Tot) = -18.07 N/mm ²
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ _{p_i} (M) = 24.95 N/mm ²
			σ _{p_i} (N) = 4.09 N/mm ²
			σ _{p_i} (Tot) = 29.04 N/mm ²
	anima superiore	sez.3-3	σ _{w_s} (M) = -21.16 N/mm ²
			σ _{w_s} (N) = 4.09 N/mm ²
			σ _{w_s} (Tot) = -17.08 N/mm ²
	anima inferiore	sez.4-4	σ _{w_i} (M) = 23.71 N/mm ²
			σ _{w_i} (N) = 4.09 N/mm ²
			σ _{w_i} (Tot) = 27.80 N/mm ²
arm sup. soletta	sez.5-5	σ _{s_s} (M) = -27.00 N/mm ²	
		σ _{s_s} (N) = 3.89 N/mm ²	
		σ _{s_s} (Tot) = -49.80 N/mm ²	
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ = -5.36 N/mm ²

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	10.40	N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	20.27	N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	30.67	N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-19.68	N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	20.27	N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	0.60	N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	9.76	N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	20.27	N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	30.04	N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-18.89	N/mm2	
$\sigma_{w_i} (N)=$			20.27	N/mm2		
$\sigma_{w_i} (Tot)=$			1.39	N/mm2		
bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	0.91	N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (C)=$	1.22	N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (T)=$	-3.59	N/mm3		
		$\sigma_{s_s} (Tot)=$	-1.46	N/mm2		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00	N/mm2	
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	-54.45	N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	15.22	N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	-39.23	N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	61.32	N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	15.22	N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	76.54	N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	-52.02	N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	15.22	N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	-36.79	N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	58.28	N/mm2	
$\sigma_{w_s} (N)=$			15.22	N/mm2		
$\sigma_{w_s} (Tot)=$			73.50	N/mm2		
arm sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	-66.37	N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (N)=$	14.50	N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (Tot)=$	-51.87	N/mm2		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	3.43	N/mm2	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (54.2.4.1.3.2 NTC2018)						
FASE 1						FS
Momento resistente della sezione	M_{c,Rd}=	21,470.9	kNm			
Momento di Lateral Buckling	M_{b,Rd}=	12,704.9	kNm	>	6,232.0	kNm
con:					VERIFICATO	0.49
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	M_{cr}=	41,627.0	kNm			
coefficiente di snellezza normalizzata	$\lambda_{LT} =$	0.736				
fattore di imperfezione	$\alpha_{LT} =$	0.76	curva d			
coefficiente	$\Phi_{LT} =$	0.97				
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	X_{LT}=	0.62				
Taglio resistente della sezione	V_{rd}=	10,599.3	kN			
Taglio resistente (instabilità anima)	V_{rd,i}=	10,529.5	kN	>	969.0	kN
controllo entità taglio $V_{ed} < 0.5V_{rd}$			$V_{ed} < 0.5V_{rd}$		VERIFICATO	0.09
					non c'è interazione M-V	

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} =$	-112.38	N/mm2	
			$f_{yd} =$	-338.10	N/mm2	0.33
				VERIFICATO		
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} =$	194.39	N/mm2	
			$f_{yd} =$	319.05	N/mm2	0.61
				VERIFICATO		
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} =$	-105.92	N/mm2	
			$\sigma_{w_i} =$	184.93	N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\tau =$	-18.39	N/mm2	
			$\sigma_{id} =$	110.61	N/mm2	
			$f_{yd} =$	338.10	N/mm2	0.33
			VERIFICATO			
arm sup. soletta		$\sigma_{s_s} =$	-103.13	N/mm2		
		$f_{yd} =$	391.30	N/mm2	0.26	
			VERIFICATO			
Tensioni tangenziale max:			$\tau_{t,Ed} =$	-19.78	N/mm2	
			$\tau_{Rd} =$	195.20	N/mm2	
			$\tau_{Rd,instab} =$	189.86	N/mm2	0.10
			VERIFICATO			

13.1.2 Opere con impalcato ad una campata

13.1.2.1 CV01

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	800 mm	t _e = 45 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _t = 2395 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	1000 mm	t _i = 60 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 2500 mm

DATI SOLETTA IN.C.A.	
Spessore soletta	s = 30 cm
Altezza raccordo	D ₀ = 0 cm
Base inferiore raccordo	B _i = 800 cm
base superiore raccordo	B ₀ = 800 cm
Larghezza collaborante	B = 350.0 cm
Armatura metallica superiore e inferiore	A _r = 219.91 cmq
Copriferro	c = 5 cm

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)	
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	fyk_s = 335 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	fyk_i = 335 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	fyk_w = 355 N/mm ²
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} = 1.05
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} = 1.10
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mf} = 1.35
modulo elastico	E = 210000 N/mm ²
coefficiente piattabanda sup.	ε_s = 0.84
coefficiente piattabanda inf.	ε_i = 0.84
coefficiente anima	ε_w = 0.81
<i>Classificazione dell'anima:</i>	
altezza depurata dei raccordi o saldature	c = 2395.00 mm
spessore dell'anima	t = 30.00 mm
rapporto	c/t = 79.83
Classificazione dell'anima per pressoflessione	CLASSE 3 per fase 1
	CLASSE 3 per fase 3
<i>Classificazione della piattabanda superiore in compressione:</i>	
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c = 385.00 mm
spessore piattabanda	t = 45.00 mm
rapporto	c/t = 8.56
Classificazione ali per compressione	CLASSE 3 per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.5	8.4	11.7
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	Ψ = -0.742		80.40
ANIMA - Fase 3 =	Ψ = -1.10		111.61

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	A _a = 1678.50 cm ²
Peso	P _p = 13.18 kN/m
Momento statico - asse inferiore	S _i = 181341.38 cm ³
Ordinata baricentro	Y _a = 108.0378 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	J _{xx} = 17,309,045 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	J _{yy} = 692,539 cm ⁴
Inerzia Torsionale	J _{zz} = 11,785.5 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	W _s = 121,927 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	W _i = 160,213 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	W _{w s} = 125,919 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	W _{w i} = 169,634 cm ³

DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO				
Altezza complessiva della sezione	H =	280.00 cm		
Classe di resistenza del cls	Rck =	40 N/mm ²		
resistenza caratteristica cilindrica del cls	fck =	33.2 N/mm ²		
coefficiente di sicurezza	γ _c =	1.50		
coefficiente di viscosità a tempo infinito	cf _∞ =	1.93		
Tensione caratteristica di snervamento barre di armatura	f _{yk} =	450 N/mm ²		
	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE		
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	6.242	n =	18.30
asse neutro sezione composta	x =	93.4 cm	x =	132.0 cm
area omogeneizzata	A =	3,360.6 cm ²	A =	2,252.3 cm ²
baricentro sezione omogeneizzata	y _g =	186.6 cm	y _g =	148.0 cm
inerzia del profilo composto	J _{xx} =	38,134,318.6 cm ⁴	J _{xx} =	27,887,297.2 cm ⁴
modulo di resistenza elastico_bordo sup soletta	W _{el,s_s} =	2,548,675.2 cm ³	W _{el,s_s} =	3,866,772.2 cm ³
modulo di resistenza elastico_piattabanda superiore	W _{el,p-s} =	601,524.3 cm ³	W _{el,p-s} =	273,473.3 cm ³
modulo elastico di resistenza piattabanda inf	W _{el,p-i} =	204,359.8 cm ³	W _{el,p-i} =	188,395.2 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-sup	W _{el,w-s} =	647,484.1 cm ³	W _{el,w-s} =	286,098.4 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-inf	W _{el,w-i} =	211,149.0 cm ³	W _{el,w-i} =	196,354.1 cm ³

SOLLECITAZIONI AGENTI ALLO SLU			
1ª FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
momento massimo	Med1 =	18,406 kNm	
taglio corrispondente	Ved1 =	1,473 kN	
Azione assiale costante	Ned,s =	0 kN	
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi permanenti e (lungo termine)			
momento massimo	Med2 =	9,145 kNm	
taglio corrispondente	Ved2 =	732 kN	
Azione assiale costante	Ned,s =	0 kN	fase 2a (permanenti)
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a ritiro (lungo termine)			
momento massimo	Med2 =	5,416 kNm	
taglio corrispondente	Ved2 =	0 kN	
Azione assiale costante	Ned,s =	4,685 kN	fase 2b (ritiro)
3ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi variabili (breve termine)			
momento massimo	Med3 =	21,065 kNm	
taglio corrispondente	Ved3 =	1,599 kN	
Azione assiale costante	Ned =	1,526 kN	mobili e termica

1ª FASE : SOLO SEZIONE ACCIAIO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ _{p,s} (M) =	150.96 N/mm ²	
			σ _{p,s} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{p,s} (Tot) =	150.96 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ _{p,i} (M) =	-114.88 N/mm ²	
			σ _{p,i} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{p,i} (Tot) =	-114.88 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	σ _{w,s} (M) =	146.17 N/mm ²	
			σ _{w,s} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{w,s} (Tot) =	146.17 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	σ _{w,i} (M) =	-108.50 N/mm ²	
			σ _{w,i} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{w,i} (Tot) =	-108.50 N/mm ²	
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ =	20.50 N/mm ²	
2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - PERMANENTI					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ _{p,s} (M) =	33.44 N/mm ²	
			σ _{p,s} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{p,s} (Tot) =	33.44 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ _{p,i} (M) =	-48.54 N/mm ²	
			σ _{p,i} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{p,i} (Tot) =	-48.54 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	σ _{w,s} (M) =	31.96 N/mm ²	
			σ _{w,s} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{w,s} (Tot) =	31.96 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	σ _{w,i} (M) =	-46.57 N/mm ²	
			σ _{w,i} (N) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{w,i} (Tot) =	-46.57 N/mm ²	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	σ _{s,s} (M) =	2.37 N/mm ²	
			σ _{s,s} (C) =	0.00 N/mm ²	
			σ _{s,s} (T) =	0.00 N/mm ³	
σ _{s,s} (Tot) =			2.37 N/mm ²		
Tensioni tangenziale max			acciaio		τ =

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	19.27 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	20.55 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	39.82 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-28.64 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	20.55 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-8.09 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	18.41 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	20.55 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	38.96 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-27.49 N/mm ²	
$\sigma_{w_i} (N)=$			20.55 N/mm ²		
$\sigma_{w_i} (Tot)=$			-6.94 N/mm ²		
bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	1.43 N/mm ²		
		$\sigma_{s_s} (C)=$	1.18 N/mm ²		
		$\sigma_{s_s} (T)=$	-4.46 N/mm ³		
		$\sigma_{s_s} (Tot)=$	-1.85 N/mm ²		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm ²	
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	35.02 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	4.54 N/mm ²	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	39.56 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-103.08 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	4.54 N/mm ²	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-98.54 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	32.53 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	4.54 N/mm ²	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	37.07 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	-99.76 N/mm ²	
$\sigma_{w_s} (N)=$			4.54 N/mm ²		
$\sigma_{w_s} (Tot)=$			-95.22 N/mm ²		
bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	8.27 N/mm ²		
		$\sigma_{s_s} (N)=$	0.73 N/mm ²		
		$\sigma_{s_s} (Tot)=$	8.99 N/mm ²		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	22.25 N/mm ²	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)						
FASE 1					FS	
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	38,900.6 kNm				
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	28,046.7 kNm	>	18,406.0 kNm		
con:				VERIFICATO	0.66	
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	143064 kNm				
coefficiente di snellezza normalizzata	$\lambda_{LT}=$	0.534				
rapporto altezza/flangia	h/b =	3.13				
fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}=$	0.76 curva d				
coefficiente	$\Phi_{LT}=$	0.77				
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	X_{LT}=	0.755				
Taglio resistente della sezione	Vrd=	14,025.1 kN				
Taglio resistente (instabilità anima)	Vrd,i=	10,045.8 kN	>	1,473.0 kN	0.15	
controllo entità taglio $V_{ed} < 0.5V_{rd}$		$V_{ed} < 0.5V_{rd}$		non c'è interazione M-V		
VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s}=$	263.78 N/mm ²		
			f_{yd}=	319.05 N/mm ²	VERIFICATO	0.83
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i}=$	-270.05 N/mm ²		
			f_{yd}=	-319.05 N/mm ²	VERIFICATO	0.85
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s}=$	254.17 N/mm ²		
			$\sigma_{w_i}=$	-257.24 N/mm ²		
	anima inferiore	sez.4-4	$\tau =$	52.94 N/mm ²		
			$\sigma_{id}=$	270.21 N/mm ²		
	bordo sup. soletta	sez.5-5	f_{yd}=	338.10 N/mm ²	VERIFICATO	0.80
			$\sigma_{s_s} =$	9.51 N/mm ²		
Tensioni tangenziale max:			f_{cd}=	22.13 N/mm ²	VERIFICATO	0.43
			$\tau_{t,Ed} =$	52.94 N/mm ²		
			$\tau_{Rd} =$	195.20 N/mm ²		
			$\tau_{Rd,instab} =$	125.95 N/mm ²	VERIFICATO	0.42

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE			
1ª FASE:			
freccia carichi permanenti	f max_G1=	100.19 mm	
2ª FASE			
freccia limite: L/300	f lim=	166.7 mm	
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	28.20 mm	
freccia massima ritiro	fmax_r=	24.00 mm	
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	152.4 mm	L/ 328 VERIFICATO
3ª FASE			
freccia limite: L/500	f lim=	100.0 mm	
freccia carichi mobili	f max_Q=	51.20 mm	L/ 977 VERIFICATO

VERIFICHE TENSIONALI IN SLE				
combinazione caratteristica: verifica tensione massima di compressione del calcestruzzo				
1+2ª FASE				
tensione massima di compressione-flessione	σ_{cls} =	3.5 N/mm ²		
tensione massima di compressione-azione assiale	$\sigma_{cls,s}$ =	0.0 N/mm ²		
tensione tot massima di compressione	$\sigma_{cls,tot}$ =	3.5 N/mm ²	< 20	N/mm ²
3ª FASE				
tensione massima di compressione-flessione BT	$\sigma_{cls,BT}$ =	6.2 N/mm ²		
tensione massima di compressione-flessione LT	$\sigma_{cls,LT}$ =	4.1 N/mm ²		
tensione massima di compressione-azione assiale	$\sigma_{cls,N}$ =	0.0 N/mm ²		
tensione tot massima di compressione	$\sigma_{cls,tot}$ =	10.2 N/mm ²	< 20	N/mm ²
somma delle fasi:	$\sigma_{cls,tot-1+2+3}$ =	13.7	< 20	N/mm ²
combinazione quasi permanente: verifica tensione massima di compressione del calcestruzzo				
1+2ª FASE				
tensione massima di compressione-flessione	σ_{cls} =	3.5 N/mm ²		
tensione massima di compressione-azione assiale	$\sigma_{cls,s}$ =	0.0 N/mm ²		
tensione tot massima di compressione	$\sigma_{cls,tot}$ =	3.5 N/mm ²	< 15	N/mm ²
3ª FASE				
tensione massima di compressione-flessione BT	$\sigma_{cls,BT}$ =	0.0 N/mm ²		
tensione massima di compressione-flessione LT	$\sigma_{cls,LT}$ =	0.0 N/mm ²		
tensione massima di compressione-azione assiale	$\sigma_{cls,N}$ =	0.0 N/mm ²		
tensione tot massima di compressione	$\sigma_{cls,tot}$ =	0.0 N/mm ²	< 15	N/mm ²
somma delle fasi:	$\sigma_{cls,tot-1+2+3}$ =	3.5	< 15	N/mm ²
combinazione caratteristica: verifica tensione massima dell'acciaio (armatura soletta)				
1+2ª FASE				
tensione tot massima di compressione	σ_s =	34.9 N/mm ²	< 360	N/mm ²
3ª FASE				
tensione tot massima di compressione	σ_s =	36.3 N/mm ²	< 360	N/mm ²

13.1.2.2 CV02

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	800 mm	t _s = 40 mm
Anima	t _a =	35 mm	H _t = 2600 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	1000 mm	t _i = 60 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 2700 mm
DATI SOLETTA IN C.A.			
Spessore soletta	s =	30 cm	
Altezza raccordo	D ₀ =	0 cm	
Base inferiore raccordo	B _i =	800 cm	
base superiore raccordo	B ₀ =	800 cm	
Larghezza collaborante	B =	383.0 cm	
Armatura metallica superiore e inferiore	A _r =	120.32 cm ²	
Copriferro	c =	5 cm	

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)			
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	f _{yk_s} =	355 N/mm ²	$c/t \leq n \cdot \varepsilon$ con: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} [N/mm^2]$
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	f _{yk_i} =	335 N/mm ²	
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	f _{yk_w} =	355 N/mm ²	
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} =	1.10	
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mf} =	1.35	
modulo elastico	E =	210000 N/mm ²	
coefficiente piattabanda sup.	ε _s =	0.81	
coefficiente piattabanda inf.	ε _i =	0.84	
coefficiente anima	ε _w =	0.81	
<u>Classificazione dell'anima:</u>			
altezza depurata dei raccordi o saldature	c =	2600.00 mm	
spessore dell'anima	t =	35.00 mm	
rapporto	c/t =	74.29	
Classificazione dell'anima per pressoflessione		CLASSE 3	per fase 1
		CLASSE 3	per fase 3
<u>Classificazione della piattabanda superiore in compressione:</u>			
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c =	382.50 mm	
spessore piattabanda	t =	40.00 mm	
rapporto	c/t =	9.56	
Classificazione ali per compressione		CLASSE 3	per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	Ψ = -0.727		79.47
ANIMA - Fase 3 =	Ψ = -1.03		104.10

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	A _a = 1830.00 cm ²
Peso	P _p = 14.37 kN/m
Momento statico - asse inferiore	S _i = 211320.00 cm ³
Ordinata baricentro	Y _a = 115.4754 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	J _{xx} = 20,546,736 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	J _{yy} = 671,596 cm ⁴
Inerzia Torsionale	J _{zz} = 12,622.5 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	W _s = 132,967 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	W _i = 177,932 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	W _{w s} = 136,501 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	W _{w i} = 187,684 cm ³

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	20.08 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	20.36 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	40.44 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-29.34 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	20.36 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-8.99 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	19.35 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	20.36 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	39.70 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-28.25 N/mm2	
$\sigma_{w_i} (N)=$			20.36 N/mm2		
$\sigma_{w_i} (Tot)=$			-7.89 N/mm2		
bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	1.46 N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (C)=$	1.17 N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (T)=$	-4.41 N/mm3		
		$\sigma_{s_s} (Tot)=$	-1.78 N/mm2		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm2	

3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	29.89 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	4.50 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	34.38 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-86.20 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	4.50 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-81.71 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	28.17 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	4.50 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	32.66 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	-83.62 N/mm2	
$\sigma_{w_s} (N)=$			4.50 N/mm2		
$\sigma_{w_s} (Tot)=$			-79.13 N/mm2		
bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	6.85 N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (N)=$	0.72 N/mm2		
		$\sigma_{s_s} (Tot)=$	7.57 N/mm2		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	16.65 N/mm2	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)					
FASE 1					FS
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	44,955.7 kNm			
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	26,282.3 kNm	>	20,347.0 kNm	
con:				VERIFICATO	0.77
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	84462 kNm			
coefficiente di snellezza normalizzata	$\lambda_{LT}=$	0.748			
rapporto altezza/flangia	h/b =	3.38			
fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}=$	0.76 curva d			
coefficiente	$\Phi_{LT}=$	0.99			
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	$\chi_{LT}=$	0.612			
Taglio resistente della sezione	Vrd=	17,763.1 kN			
Taglio resistente (instabilità anima)	Vrd,i=	13,634.6 kN	>	1,628.0 kN	
				VERIFICATO	0.12
controllo entità taglio $V_{ed} < 0.5V_{rd}$		$V_{ed} < 0.5V_{rd}$		non c'è interazione M-V	

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali							
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s}=$	264.18 N/mm2			
			$f_{yd}=$	338.10 N/mm2	VERIFICATO	0.78	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i}=$	-256.93 N/mm2			
			$f_{yd}=$	-319.05 N/mm2	VERIFICATO	0.81	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s}=$	256.46 N/mm2			
			$\sigma_{w_i}=$	-245.35 N/mm2			
	anima inferiore	sez.4-4	$\tau =$	44.32 N/mm2			
			$\sigma_{id}=$	267.70 N/mm2			
				$f_{yd}=$	338.10 N/mm2	VERIFICATO	0.79
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} =$	8.32 N/mm2			
$f_{cd}=$			22.13 N/mm2	VERIFICATO	0.38		
Tensioni tangenziale max:			$\tau_{t,Ed} =$	44.32 N/mm2			
			$\tau_{Rd} =$	195.20 N/mm2			
			$\tau_{Rd,instab} =$	125.95 N/mm2	VERIFICATO	0.35	

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE			
1ª FASE:			
freccia carichi permanenti	f max_G1=	94.70 mm	
2ª FASE			
freccia limite: L/300	f lim=	166.7 mm	
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	28.30 mm	
freccia massima ritiro	fmax_r=	23.02 mm	
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	146.0 mm	L/ 342 VERIFICATO
3ª FASE			
freccia limite: L/500	f lim=	100.0 mm	
freccia carichi mobili	f max_Q=	54.40 mm	L/ 919 VERIFICATO

13.1.2.3 CV03

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	900 mm	t _e = 45 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _t = 2195 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	1100 mm	t _i = 60 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 2300 mm

DATI SOLETTA IN.C.A.	
Spessore soletta	s = 30 cm
Altezza raccordo	D ₀ = 0 cm
Base inferiore raccordo	B _i = 900 cm
base superiore raccordo	B ₀ = 900 cm
Larghezza collaborante	B = 392.0 cm
Armatura metallica superiore e inferiore	A _r = 123.15 cm ²
Copriferro	c = 5 cm

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)	
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	f _{yk_s} = 335 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	f _{yk_i} = 335 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	f _{yk_w} = 355 N/mm ²
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} = 1.05
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} = 1.10
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mf} = 1.35
modulo elastico	E = 210000 N/mm ²
coefficiente piattabanda sup.	ε _s = 0.84
coefficiente piattabanda inf.	ε _i = 0.84
coefficiente anima	ε _w = 0.81
<i>Classificazione dell'anima:</i>	
altezza depurata dei raccordi o saldature	c = 2195.00 mm
spessore dell'anima	t = 30.00 mm
rapporto	c/t = 73.17
Classificazione dell'anima per pressoflessione	CLASSE 3
	CLASSE 3
	per fase 1
	per fase 3
<i>Classificazione della piattabanda superiore in compressione:</i>	
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c = 435.00 mm
spessore piattabanda	t = 45.00 mm
rapporto	c/t = 9.67
Classificazione ali per compressione	CLASSE 3
	per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.5	8.4	11.7
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	ψ = -0.734		79.86
ANIMA - Fase 3 =	ψ = -1.09		109.87

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	A _a = 1723.50 cm ²
Peso	P _p = 13.53 kN/m
Momento statico - asse inferiore	S _i = 170440.13 cm ³
Ordinata baricentro	Y _a = 98.8919 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	J _{xx} = 15,627,353 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	J _{yy} = 939,369 cm ⁴
Inerzia Torsionale	J _{zz} = 12,629.3 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	W _s = 119,194 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	W _i = 158,025 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	W _{w s} = 123,431 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	W _{w i} = 168,232 cm ³

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	18.41	N/mm2
			$\sigma_{p_s} (N)=$	21.11	N/mm2
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	39.52	N/mm2
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-28.61	N/mm2
			$\sigma_{p_i} (N)=$	21.11	N/mm2
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-7.50	N/mm2
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	17.49	N/mm2
			$\sigma_{w_s} (N)=$	21.11	N/mm2
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	38.60	N/mm2
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-27.38	N/mm2
			$\sigma_{w_i} (N)=$	21.11	N/mm2
			$\sigma_{w_i} (Tot)=$	-6.27	N/mm2
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	1.41	N/mm2
			$\sigma_{s_s} (C)=$	1.21	N/mm2
			$\sigma_{s_s} (T)=$	-4.30	N/mm3
$\sigma_{s_s} (Tot)=$			-1.69	N/mm2	
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00	N/mm2
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	24.80	N/mm2
			$\sigma_{p_s} (N)=$	4.57	N/mm2
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	29.37	N/mm2
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-79.28	N/mm2
			$\sigma_{p_i} (N)=$	4.57	N/mm2
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-74.71	N/mm2
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	22.76	N/mm2
			$\sigma_{w_s} (N)=$	4.57	N/mm2
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	27.33	N/mm2
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	-76.56	N/mm2
			$\sigma_{w_s} (N)=$	4.57	N/mm2
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	-71.99	N/mm2
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	6.15	N/mm2
			$\sigma_{s_s} (N)=$	0.73	N/mm2
			$\sigma_{s_s} (Tot)=$	6.88	N/mm2
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	21.38	N/mm2

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)					
FASE 1					
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	38,028.7	kNm		FS
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	28,195.9	kNm	>	15,083.0 kNm
con:					VERIFICATO 0.53
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	157401	kNm		
coefficiente di snellezza normalizzata	$\lambda_{LT}=$	0.504			
rapporto altezza/flangia	h/b =	2.56			
fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}=$	0.76	curva d		
coefficiente	$\Phi_{LT}=$	0.74			
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	X_{LT}=	0.777			
Taglio resistente della sezione	Vrd=	12,853.9	kN		
Taglio resistente (instabilità anima)	Vrd,i=	10,051.3	kN	>	1,436.0 kN
controllo entità taglio $V_{ed} < 0.5V_{rd}$		$V_{ed} < 0.5V_{rd}$			VERIFICATO 0.14
					non c'è interazione M-V

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s}=$	230.67	N/mm2	
			f_{yd}=	319.05	N/mm2	
				VERIFICATO	0.72	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i}=$	-231.08	N/mm2	
			f_{yd}=	-319.05	N/mm2	
				VERIFICATO	0.72	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s}=$	221.64	N/mm2	
			$\sigma_{w_i}=$	-219.03	N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\tau =$	57.49	N/mm2	
			$\sigma_{id}=$	242.98	N/mm2	
				f_{yd}=	338.10	N/mm2
				VERIFICATO	0.72	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} =$	7.75	N/mm2	
			f_{cd}=	22.13	N/mm2	
				VERIFICATO	0.35	
Tensioni tangenziale max:			$\tau_{t,Ed} =$	57.49	N/mm2	
			$\tau_{Rd} =$	195.20	N/mm2	
			$\tau_{Rd,instab} =$	125.95	N/mm2	
				VERIFICATO	0.46	

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE			
1ª FASE:			
freccia carichi permanenti	f max_G1=	65.80 mm	
2ª FASE			
freccia limite: L/300	f lim=	140.0 mm	
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	24.40 mm	
freccia massima ritiro	fmax_r=	18.60 mm	
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	108.8 mm	L/ 386 VERIFICATO
3ª FASE			
freccia limite: L/500	f lim=	84.0 mm	
freccia carichi mobili	f max_Q=	30.90 mm	L/ 1,359 VERIFICATO

13.1.2.4 CV04

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	1000 mm	t _e = 50 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _t = 2440 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	1200 mm	t _i = 60 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 2550 mm
DATI SOLETTA IN C.A.			
Spessore soletta	s =	25 cm	
Altezza raccordo	D ₀ =	0 cm	
Base inferiore raccordo	B _i =	1000 cm	
base superiore raccordo	B ₀ =	1000 cm	
Larghezza collaborante	B =	315.0 cm	
Armatura metallica superiore e inferiore	A _r =	98.96 cm ²	
Copriferro	c =	5 cm	

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)			
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	f _{yk_s} =	335 N/mm ²	$c/t \leq n \cdot \varepsilon$ con: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} [N/mm^2]$
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	f _{yk_i} =	335 N/mm ²	
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	f _{yk_w} =	355 N/mm ²	
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} =	1.10	
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mF} =	1.35	
modulo elastico	E =	210000 N/mm ²	
coefficiente piattabanda sup.	ε _s =	0.84	
coefficiente piattabanda inf.	ε _i =	0.84	
coefficiente anima	ε _w =	0.81	
<u>Classificazione dell'anima:</u>			
altezza depurata dei raccordi o saldature	c =	2440.00 mm	
spessore dell'anima	t =	30.00 mm	
rapporto	c/t =	81.33	
Classificazione dell'anima per pressoflessione		CLASSE 3	per fase 1
		CLASSE 3	per fase 3
<u>Classificazione della piattabanda superiore in compressione:</u>			
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c =	485.00 mm	
spessore piattabanda	t =	50.00 mm	
rapporto	c/t =	9.70	
Classificazione ali per compressione		CLASSE 3	per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.5	8.4	11.7
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	ψ =	-0.791	83.57
ANIMA - Fase 3 =	ψ =	-1.05	105.54

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	A _a = 1952.00 cm ²
Peso	P _p = 15.32 kN/m
Momento statico - asse inferiore	S _i = 222106.00 cm ³
Ordinata baricentro	Y _a = 113.7838 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	J _{xx} = 22,240,523 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	J _{yy} = 1,281,216 cm ⁴
Inerzia Torsionale	J _{zz} = 15,002.7 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	W _s = 157,493 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	W _i = 195,463 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	W _{w s} = 163,274 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	W _{w i} = 206,344 cm ³

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	15.42	N/mm ²
			$\sigma_{p_s} (N)=$	14.47	N/mm ²
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	29.90	N/mm ²
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-19.58	N/mm ²
			$\sigma_{p_i} (N)=$	14.47	N/mm ²
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-5.10	N/mm ²
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	14.74	N/mm ²
			$\sigma_{w_s} (N)=$	14.47	N/mm ²
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	29.21	N/mm ²
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-18.75	N/mm ²
			$\sigma_{w_i} (N)=$	14.47	N/mm ²
			$\sigma_{w_i} (Tot)=$	-4.28	N/mm ²
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	1.08	N/mm ²
			$\sigma_{s_s} (C)=$	0.83	N/mm ²
			$\sigma_{s_s} (T)=$	-4.42	N/mm ²
$\sigma_{s_s} (Tot)=$			-2.51	N/mm ²	
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00	N/mm ²
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	40.37	N/mm ²
			$\sigma_{p_s} (N)=$	3.53	N/mm ²
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	43.90	N/mm ²
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-86.92	N/mm ²
			$\sigma_{p_i} (N)=$	3.53	N/mm ²
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-83.39	N/mm ²
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	37.87	N/mm ²
			$\sigma_{w_s} (N)=$	3.53	N/mm ²
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	41.40	N/mm ²
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	-83.92	N/mm ²
			$\sigma_{w_s} (N)=$	3.53	N/mm ²
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	-80.39	N/mm ²
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	8.47	N/mm ²
			$\sigma_{s_s} (N)=$	0.57	N/mm ²
			$\sigma_{s_s} (Tot)=$	9.03	N/mm ²
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	18.54	N/mm ²

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)					
FASE 1					FS
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	50,247.7	kNm		
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	33,840.3	kNm	>	21,067.0 kNm
con:					VERIFICATO
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	143389	kNm		0.62
coefficiente di snellezza normalizzata	$\lambda_{LT}=$	0.607			
rapporto altezza/flangia	h/b =	2.55			
fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}=$	0.76	curva d		
coefficiente	$\Phi_{LT}=$	0.84			
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	X_{LT}=	0.706			
Taglio resistente della sezione	Vrd=	14,288.6	kN		
Taglio resistente (instabilità anima)	Vrd,i=	11,114.3	kN	>	1,489.0 kN
					VERIFICATO
controllo entità taglio $V_{ed} < 0.5V_{rd}$		$V_{ed} < 0.5V_{rd}$			non c'è interazione M-V
					0.13

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE					
1ª FASE :					
freccia carichi permanenti	f max_G1=	116	mm		
2ª FASE					
freccia limite: L/300	f lim=	188.7	mm		
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	43.50	mm		
freccia massima ritiro	fmax_r=	22.60	mm		
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	182.3	mm	L/ 310	VERIFICATO
3ª FASE					
freccia limite: L/500	f lim=	113.2	mm		
freccia carichi variabili	f max_Q=	61.20	mm	L/ 925	VERIFICATO

13.1.2.5 CV05

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	800 mm	t _e = 40 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _t = 2200 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	1000 mm	t _i = 60 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 2300 mm
DATI SOLETTA IN C.A.			
Spessore soletta	s =	30 cm	
Altezza raccordo	D ₀ =	0 cm	
Base inferiore raccordo	B _i =	800 cm	
base superiore raccordo	B ₀ =	800 cm	
Larghezza collaborante	B =	332.50 cm	
Armatura metallica superiore e inferiore	A _r =	104.46 cmq	
Copriferro	c =	5 cm	

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)			
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	f _{yk_s} =	355 N/mm ²	$c/t \leq n \cdot \varepsilon$ con: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} [N/mm^2]$
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	f _{yk_i} =	335 N/mm ²	
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	f _{yk_w} =	355 N/mm ²	
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} =	1.10	
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mF} =	1.35	
modulo elastico	E =	210000 N/mm ²	
coefficiente piattabanda sup.	ε _s =	0.81	
coefficiente piattabanda inf.	ε _i =	0.84	
coefficiente anima	ε _w =	0.81	
Classificazione dell'anima:			
altezza depurata dei raccordi o saldature	c =	2200.00 mm	
spessore dell'anima	t =	30.00 mm	
rapporto	c/t =	73.33	
Classificazione dell'anima per pressoflessione		CLASSE 3	per fase 1
		CLASSE 3	per fase 3
Classificazione della piattabanda superiore in compressione:			
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c =	385.00 mm	
spessore piattabanda	t =	40.00 mm	
rapporto	c/t =	9.63	
Classificazione ali per compressione		CLASSE 3	per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	ψ = -0.689		77.22
ANIMA - Fase 3 =	ψ = -1.00		101.37

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	A _a = 1580.00 cm ²
Peso	P _p = 12.40 kN/m
Momento statico - asse inferiore	S _i = 151320.00 cm ³
Ordinata baricentro	Y _a = 95.7722 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	J _{xx} = 13,693,225 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	J _{yy} = 671,162 cm ⁴
Inerzia Torsionale	J _{zz} = 10,886.7 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	W _s = 102,015 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	W _i = 142,977 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	W _{w s} = 105,148 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	W _{w i} = 152,533 cm ³

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)=	23.05 N/mm ²		
			σ_{p_s} (N)=	23.86 N/mm ²		
				σ_{p_s} (Tot)=	46.91 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} (M)=	-32.99 N/mm ²		
			σ_{p_i} (N)=	23.86 N/mm ²		
				σ_{p_i} (Tot)=	-9.14 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} (M)=	22.08 N/mm ²		
			σ_{w_s} (N)=	23.86 N/mm ²		
				σ_{w_s} (Tot)=	45.93 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_i} (M)=	-31.53 N/mm ²		
σ_{w_i} (N)=			23.86 N/mm ²			
			σ_{w_i} (Tot)=	-7.68 N/mm ²		
bordo sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} (M)=	1.74 N/mm ²			
		σ_{s_s} (C)=	1.37 N/mm ²			
		σ_{s_s} (T)=	-5.14 N/mm ³			
		σ_{s_s} (Tot)=	-2.04 N/mm ²			
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ =	0.00 N/mm ²		
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)=	32.50 N/mm ²		
			σ_{p_s} (N)=	5.26 N/mm ²		
				σ_{p_s} (Tot)=	37.76 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} (M)=	-93.78 N/mm ²		
			σ_{p_i} (N)=	5.26 N/mm ²		
				σ_{p_i} (Tot)=	-88.52 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} (M)=	30.30 N/mm ²		
			σ_{w_s} (N)=	5.26 N/mm ²		
				σ_{w_s} (Tot)=	35.56 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_s} (M)=	-90.49 N/mm ²		
σ_{w_s} (N)=			5.26 N/mm ²			
			σ_{w_s} (Tot)=	-85.23 N/mm ²		
bordo sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} (M)=	7.85 N/mm ²			
		σ_{s_s} (N)=	0.84 N/mm ²			
		σ_{s_s} (Tot)=	8.69 N/mm ²			
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ =	22.26 N/mm ²		

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)					
FASE 1					FS
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	34,490.7 kNm			
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	22,848.1 kNm	>	16,515.0 kNm	0.72
con:					
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	93125 kNm			
coefficiente di snellezza normalizzata	λ_{LT} =	0.624			
rapporto altezza/flangia	h/b =	2.88			
fattore di imperfezione	α_{LT} =	0.76 curva d			
coefficiente	Φ_{LT} =	0.86			
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	χ_{LT}=	0.694			
Taglio resistente della sezione	Vrd=	12,883.2 kN			
Taglio resistente (instabilità anima)	Vrd,i=	10,714.2 kN	>	1,501.0 kN	0.14
controllo entità taglio $V_{ed} < 0.5V_{rd}$ non c'è interazione M-V					

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} =	286.66 N/mm ²	
			f_{yd} =	338.10 N/mm ²	0.85
				VERIFICATO	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} =	-269.21 N/mm ²	
			f_{yd} =	-319.05 N/mm ²	0.84
				VERIFICATO	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} =	277.00 N/mm ²	
			σ_{w_i} =	-256.24 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	τ =	58.11 N/mm ²	
			σ_{id} =	294.71 N/mm ²	
f_{yd} =			338.10 N/mm ²	0.87	
			VERIFICATO		
bordo sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} =	9.52 N/mm ²		
		f_{cd} =	22.13 N/mm ²	0.43	
			VERIFICATO		
Tensioni tangenziale max:			$\tau_{t,Ed}$ =	58.11 N/mm ²	
			τ_{Rd} =	195.20 N/mm ²	
			$\tau_{Rd,instab}$ =	125.95 N/mm ²	0.46
			VERIFICATO		

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE			
1ª FASE :			
freccia carichi permanenti	f max_G1=	90 mm	L/ 491 VERIFICATO
2ª FASE			
freccia limite: L/300	f lim=	146.7 mm	
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	27.50 mm	
freccia massima ritiro	fmax_r=	23.10 mm	
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	140.3 mm	L/ 314 VERIFICATO
3ª FASE			
freccia limite: L/500	f lim=	88.0 mm	
freccia carichi mobili	f max_Q=	38.60 mm	L/ 1,140 VERIFICATO

13.1.2.6 CV11

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	$B_s =$	800 mm	$t_e =$ 35 mm
Anima	$t_a =$	25 mm	$H_t =$ 1215 mm
Plattabanda inferiore	$B_i =$	1000 mm	$t_{t1} =$ 50 mm
Altezza complessiva trave			$H_{tot} =$ 1300 mm

DATI SOLETTA IN C.A.	
Spessore soletta	$s =$ 25 cm
Altezza raccordo	$D_0 =$ 0 cm
Base inferiore raccordo	$B_i =$ 800 cm
base superiore raccordo	$B_0 =$ 800 cm
Larghezza collaborante	$B =$ 290.00 cm
Armatura metallica superiore e inferiore	$A_i =$ 91.11 cmq
Copriferro	$c =$ 5 cm

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)	
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	$f_{yk_s} =$ 355 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	$f_{yk_i} =$ 335 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	$f_{yk_w} =$ 355 N/mm ²
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	$\gamma_{m0} =$ 1.05
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	$\gamma_{m1} =$ 1.10
coefficiente di sicurezza per fatica	$\gamma_{mf} =$ 1.35
modulo elastico	$E =$ 210000 N/mm ²
coefficiente piattabanda sup.	$\epsilon_{s_s} =$ 0.81
coefficiente piattabanda inf.	$\epsilon_{s_i} =$ 0.84
coefficiente anima	$\epsilon_{s_w} =$ 0.81

$c/t \leq n \cdot \epsilon$ con: $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ [N/mm²]

Classificazione dell'anima:	
altezza depurata dei raccordi o saldature	$c =$ 1215.00 mm
spessore dell'anima	$t =$ 25.00 mm
rapporto	$c/t =$ 48.60
Classificazione dell'anima per pressoflessione	CLASSE 3 per fase 1
	CLASSE 3 per fase 3

Classificazione della piattabanda superiore in compressione:	
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	$c =$ 387.50 mm
spessore piattabanda	$t =$ 35.00 mm
rapporto	$c/t =$ 11.07
Classificazione ali per compressione	CLASSE 3 per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	$\psi =$ -0.647		74.84
ANIMA - Fase 3 =	$\psi =$ -1.07		108.36

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	$A_a =$ 1083.75 cm ²
Peso	$P_p =$ 8.51 kN/m
Momento statico - asse inferiore	$S_i =$ 57131.56 cm ³
Ordinata baricentro	$Y_a =$ 52.7166 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	$J_{xx} =$ 3,284,931 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	$J_{yy} =$ 566,158 cm ⁴
Inerzia Torsionale	$J_{zz} =$ 5,942.8 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	$W_s =$ 42,505 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	$W_i =$ 62,313 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	$W_{ws} =$ 44,521 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	$W_{wi} =$ 68,843 cm ³

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	16.34 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	21.98 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	38.32 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-27.72 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	21.98 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-5.73 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	15.16 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	21.98 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	37.14 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-26.02 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (N)=$	21.98 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (Tot)=$	-4.04 N/mm2	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	1.52 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (C)=$	1.26 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (T)=$	-4.00 N/mm3	
$\sigma_{s_s} (Tot)=$			-1.22 N/mm2		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm2	
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	32.65 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	5.06 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	37.71 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-104.99 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	5.06 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-99.94 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	28.94 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	5.06 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	34.00 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	-99.70 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	5.06 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	-94.64 N/mm2	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	9.47 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (N)=$	0.81 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (Tot)=$	10.28 N/mm2	
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	32.59 N/mm2	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)					
FASE 1					FS
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	14,370.7 kNm			
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	12,169.7 kNm	>	5,939.0 kNm	
con:				VERIFICATO	0.49
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	85904 kNm			
coefficiente di snellezza normalizzata	$\lambda_{LT}=$	0.419			
rapporto altezza/flangia	h/b =	1.63			
fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}=$	0.49 curva c			
coefficiente	$\Phi_{LT}=$	0.64			
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	X_{LT}=	0.887			
Taglio resistente della sezione	Vrd=	5,929.2 kN			
Taglio resistente (instabilità anima)	Vrd,i=	7,134.2 kN	>	742.0 kN	
				VERIFICATO	0.13
controllo entità taglio $V_{ed} < 0.5V_{rd}$		$V_{ed} < 0.5V_{rd}$		non c'è interazione M-V	

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s}=$	250.01 N/mm2	
			f_{yd}=	338.10 N/mm2	
			VERIFICATO		0.74
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i}=$	-250.35 N/mm2	
			f_{yd}=	-319.05 N/mm2	
			VERIFICATO		0.78
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s}=$	236.54 N/mm2	
			anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i}=$
	$\tau =$	71.97 N/mm2			
	$\sigma_{id}=$	267.37 N/mm2			
	f_{yd}=	338.10 N/mm2			
	VERIFICATO		0.79		
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} =$	11.81 N/mm2	
			f_{cd}=	22.13 N/mm2	
			VERIFICATO		0.53
Tensioni tangenziale max:			$\tau_{t,Ed} =$	71.97 N/mm2	
			$\tau_{Rd} =$	195.20 N/mm2	
			$\tau_{Rd,instab} =$	125.95 N/mm2	
			VERIFICATO		0.57

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE			
1ª FASE :			
freccia carichi permanenti	f max_G1=	64 mm	
2ª FASE			
freccia limite: L/300	f lim=	106.7 mm	
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	20.30 mm	
freccia massima ritiro	fmax_r=	16.80 mm	
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	100.8 mm	L/ 317 VERIFICATO
3ª FASE			
freccia limite: L/500	f lim=	64.0 mm	
freccia carichi variabili	f max_Q=	36.40 mm	L/ 879 VERIFICATO

13.1.3 Opere con impalcato continuo a tre campate

13.1.3.1 CV10

- Sezione di mezzeria – campata centrale

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:		profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	700 mm	t _e = 30 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _t = 2330 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	900 mm	t _i = 40 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 2400 mm

DATI SOLETTA IN C.A.	
Spessore soletta	s = 30 cm
Altezza raccordo	D ₀ = 0 cm
Base inferiore raccordo	B _i = 700 cm
base superiore raccordo	B ₀ = 700 cm
Larghezza collaborante	B = 409.00 cm
Armatura metallica superiore e inferiore	A _f = 256.98 cmq
Copriferro	c = 5 cm

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)	
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	fyk_s = 355 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	fyk_i = 355 N/mm ²
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	fyk_w = 355 N/mm ²
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} = 1.05
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} = 1.10
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _m = 1.35
modulo elastico	E = 210000 N/mm ²
coefficiente piattabanda sup.	ε_s = 0.81
coefficiente piattabanda inf.	ε_i = 0.81
coefficiente anima	ε_w = 0.81
<i>Classificazione dell'anima:</i>	
altezza depurata dei raccordi o saldature	c = 2330.00 mm
spessore dell'anima	t = 30.00 mm
rapporto	c/t = 77.67
Classificazione dell'anima per pressoflessione	CLASSE 3
	CLASSE 3
	per fase 1
	per fase 3
<i>Classificazione della piattabanda superiore in compressione:</i>	
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c = 335.00 mm
spessore piattabanda	t = 30.00 mm
rapporto	c/t = 11.17
Classificazione ali per compressione	CLASSE 3
	per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =	ψ = -0.784		83.10
ANIMA - Fase 3 =	ψ = -1.47		151.31

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	A _a = 1269.00 cm ²
Peso	P _p = 9.96 kNm
Momento statico - asse inferiore	S _i = 135034.50 cm ³
Ordinata baricentro	Y _a = 106.4102 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	J _{xx} = 10,890,296 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	J _{yy} = 329,274 cm ⁴
Inerzia Torsionale	J _{zz} = 4,647.0 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	W _s = 81,520 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	W _i = 102,343 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	W _{w s} = 83,393 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	W _{w i} = 106,340 cm ³

2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)=	-4.81 N/mm ²	
			σ_{p_s} (N)=	30.47 N/mm ²	
			σ_{p_s} (Tot)=	25.67 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} (M)=	7.75 N/mm ²	
			σ_{p_i} (N)=	30.47 N/mm ²	
			σ_{p_i} (Tot)=	38.22 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} (M)=	-4.65 N/mm ²	
			σ_{w_s} (N)=	30.47 N/mm ²	
			σ_{w_s} (Tot)=	25.82 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_i} (M)=	7.54 N/mm ²	
		σ_{w_i} (N)=	30.47 N/mm ²		
		σ_{w_i} (Tot)=	38.01 N/mm ²		
bordo sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} (M)=	-0.37 N/mm ²		
		σ_{s_s} (C)=	1.75 N/mm ²		
		σ_{s_s} (T)=	-6.22 N/mm ³		
		σ_{s_s} (Tot)=	-4.84 N/mm ²		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm ²	
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)=	21.32 N/mm ²	
			σ_{p_s} (N)=	5.41 N/mm ²	
			σ_{p_s} (Tot)=	26.73 N/mm ²	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} (M)=	-96.86 N/mm ²	
			σ_{p_i} (N)=	5.41 N/mm ²	
			σ_{p_i} (Tot)=	-91.45 N/mm ²	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} (M)=	19.84 N/mm ²	
			σ_{w_s} (N)=	5.41 N/mm ²	
			σ_{w_s} (Tot)=	25.25 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_s} (M)=	-94.89 N/mm ²	
		σ_{w_s} (N)=	5.41 N/mm ²		
		σ_{w_s} (Tot)=	-89.48 N/mm ²		
bordo sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} (M)=	5.78 N/mm ²		
		σ_{s_s} (N)=	0.87 N/mm ²		
		σ_{s_s} (Tot)=	6.65 N/mm ²		
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm ²	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)					
FASE 1					FS
Momento resistente della sezione	Mc,Rd=	27,561.7 kNm			
Momento di Lateral Buckling	Mb,Rd=	11,335.4 kNm	>	6,249.0 kNm	
con:				VERIFICATO	0.55
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	Mcr=	25084 kNm			
coefficiente di snellezza normalizzata	λ_{LT} =	1.074			
rapporto altezza/flangia	h/b =	3.43			
fattore di imperfezione	α_{LT} =	0.76 curva d			
coefficiente	Φ_{LT} =	1.41			
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	X_{LT}=	0.431			

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} =	146.34 N/mm ²	
			f_{yd} =	338.10 N/mm ²	
				VERIFICATO	0.43
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} =	-147.48 N/mm ²	
			f_{yd} =	-338.10 N/mm ²	
				VERIFICATO	0.44
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} =	142.67 N/mm ²	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_i} =	-142.58 N/mm ²	
			$\tau =$	0.00 N/mm ²	
			σ_{id} =	142.67 N/mm ²	
		f_{yd} =	338.10 N/mm ²		
			VERIFICATO	0.42	
bordo sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} =	3.10 N/mm ²		
		f_{cd} =	22.13 N/mm ²		
			VERIFICATO	0.14	
Tensioni tangenziale max:		$\tau_{t,Ed}$ =	0.00 N/mm ²		
		τ_{Rd} =	195.20 N/mm ²		
		$\tau_{Rd,instab}$ =	153.28 N/mm ²		
			VERIFICATO	0.00	

VERIFICA DI DEFORMAZIONE SLE			
1ª FASE :			
freccia carichi permanenti	f max_G1=	35 mm	
2ª FASE			
freccia carichi permanenti portati	fmax_G2=	12.80 mm	
freccia massima ritiro	fmax_r=	0.00 mm	
calcolo abbassamento totale:	f_G1,G2,r=	47.4 mm	L/ 1,013 VERIFICATO
3ª FASE			
freccia limite: L/500	f lim=	96.0 mm	
freccia carichi mobili	f max_Q=	31.70 mm	L/ 1,514 VERIFICATO
contromonta			
contromonta massima:	c max=	47.4 mm	
	k=c max/f_G1,G2,r=	1.0	
contromonta imposta_giunto 1	c max_1=	0.0 mm	
contromonta imposta_giunto 2	c max_2=	0.0 mm	

- Sezione di mezzeria - campata di riva

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO:	profilo:	-
Plattabanda superiore	B _s =	700 mm
Anima	t _s =	30 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	900 mm
Altezza complessiva trave	H _{tot} =	2050 mm
	t _e =	30 mm
	H _t =	1980 mm
	t _i =	40 mm

DATI SOLETTA IN C.A.	
Spessore soletta	s = 30 cm
Altezza raccordo	D ₀ = 0 cm
Base inferiore raccordo	B _i = 700 cm
base superiore raccordo	B ₀ = 700 cm
Larghezza collaborante	B = 409.00 cm
Armatura metallica superiore e inferiore	A _i = 256.98 cmq
Copriferro	c = 5 cm

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)			
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	fyk_s =	355 N/mm ²	$c/t \leq n \cdot \varepsilon$ con: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} [N/mm^2]$
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	fyk_i =	355 N/mm ²	
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	fyk_w =	355 N/mm ²	
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} =	1.10	
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mf} =	1.35	
modulo elastico	E =	210000 N/mm ²	
coefficiente piattabanda sup.	ε_s =	0.81	
coefficiente piattabanda inf.	ε_i =	0.81	
coefficiente anima	ε_w =	0.81	
Classificazione dell'anima:			
altezza depurata dei raccordi o saldature	c =	1980.00 mm	
spessore dell'anima	t =	30.00 mm	
rapporto	c/t =	66.00	
Classificazione dell'anima per pressoflessione		CLASSE 3	per fase 1
		CLASSE 3	per fase 3
Classificazione della piattabanda superiore in compressione:			
semi larghezza ali depurate dei raccordi o saldature	c =	335.00 mm	
spessore piattabanda	t =	30.00 mm	
rapporto	c/t =	11.17	
Classificazione ali per compressione		CLASSE 3	per fase 1

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =		$\Psi = -0.766$	81.92
ANIMA - Fase 3 =		$\Psi = -1.60$	165.63

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	Aa = 1164.00 cm ²
Peso	Pp = 9.14 kN/m
Momento statico - asse inferiore	Si = 104637.00 cm ³
Ordinata baricentro	Ya = 89.8943 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	Jxx = 7,534,721 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	Jyy = 329,196 cm ⁴
Inerzia Torsionale	Jzz = 4,332.0 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	Ws = 65,459 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	Wi = 83,818 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	Ww s = 67,211 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	Ww i = 87,721 cm ³

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO	
Area sezione	Aa = 1164.00 cm ²
Peso	Pp = 9.14 kN/m
Momento statico - asse inferiore	Si = 104637.00 cm ³
Ordinata baricentro	Ya = 89.8943 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	Jxx = 7,534,721 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	Jyy = 329,196 cm ⁴
Inerzia Torsionale	Jzz = 4,332.0 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	Ws = 65,459 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	Wi = 83,818 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	Ww s = 67,211 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	Ww i = 87,721 cm ³

SOLLECITAZIONI AGENTI ALLO SLU	
1ª FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio	
momento massimo	Med1 = 3,740 KNm
taglio corrispondente	Ved1 = 0 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 0 kN
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi permanenti (lungo termine)	
momento massimo	Med2 = 2,446 KNm
taglio corrispondente	Ved2 = 0 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 0 kN fase 2a (permanent)
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a ritiro (lungo termine)	
momento massimo	Med2 = 2,886 KNm
taglio corrispondente	Ved2 = 0 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 5,375 kN fase 2b (ritiro)
3ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi variabili (breve termine)	
momento massimo	Med3 = 10,374 kNm
taglio corrispondente	Ved3 = 0 kN
Azione assiale costante	Ned = 1,750 kN mobili e termica

1ª FASE : SOLO SEZIONE ACCIAIO					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	57.13 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	57.13 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-44.62 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-44.62 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	55.65 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	55.65 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-42.64 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (Tot)=$	-42.64 N/mm2	
Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm2	
2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - PERMANENTI					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	11.17 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	11.17 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-22.74 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-22.74 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	10.68 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	10.68 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-22.07 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (N)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (Tot)=$	-22.07 N/mm2	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	0.88 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (C)=$	0.00 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (T)=$	0.00 N/mm3	
			$\sigma_{s_s} (Tot)=$	0.88 N/mm2	
	Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm2
	2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO				
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	16.37 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	32.40 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	48.78 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-27.62 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	32.40 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	4.79 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	15.73 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	32.40 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	48.13 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} (M)=$	-26.76 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (N)=$	32.40 N/mm2	
			$\sigma_{w_i} (Tot)=$	5.64 N/mm2	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	1.31 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (C)=$	1.86 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (T)=$	-6.22 N/mm3	
			$\sigma_{s_s} (Tot)=$	-3.06 N/mm2	
	Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm2
	3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE				
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} (M)=$	17.27 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (N)=$	5.59 N/mm2	
			$\sigma_{p_s} (Tot)=$	22.86 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} (M)=$	-88.76 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (N)=$	5.59 N/mm2	
			$\sigma_{p_i} (Tot)=$	-83.17 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} (M)=$	15.72 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	5.59 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	21.31 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_s} (M)=$	-86.69 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (N)=$	5.59 N/mm2	
			$\sigma_{w_s} (Tot)=$	-81.10 N/mm2	
	bordo sup. soletta	sez.5-5	$\sigma_{s_s} (M)=$	5.25 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (N)=$	0.90 N/mm2	
			$\sigma_{s_s} (Tot)=$	6.15 N/mm2	
	Tensioni tangenziale max	acciaio		$\tau =$	0.00 N/mm2

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (§4.2.4.1.3.2 NTC2018)			
FASE 1			
Momento resistente della sezione	M_{c,Rd}	22,131.4 kNm	FS
Momento di Lateral Buckling	M_{b,Rd}	8,206.5 kNm	
con:			0.46
Momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale	M_{cr}	16977 kNm	0.46
coefficiente di snellezza normalizzata	λ_{L,T}	1.170	
rapporto altezza/flangia	h/b	2.93	
fattore di imperfezione	α_{L,T}	0.76 curva d	
coefficiente	Φ_{L,T}	1.55	
fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale	χ_{L,T}	0.388	

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali					
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	α _{p,s} = 114.75 N/mm ² f _{yd} = 338.10 N/mm ² VERIFICATO	0.34	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	α _{p,i} = -115.75 N/mm ² f _{yd} = -338.10 N/mm ² VERIFICATO	0.34	
	anima superiore	sez.3-3	α _{w,s} = 111.40 N/mm ²	0.33	
	anima inferiore	sez.4-4	α _{w,i} = -111.27 N/mm ² τ = 0.00 N/mm ² σ _{id} = 111.40 N/mm ² f _{yd} = 338.10 N/mm ² VERIFICATO		
	bordo sup. soletta	sez.5-5	α _{s,s} = 2.08 N/mm ² f _{cd} = 22.13 N/mm ² VERIFICATO		0.09
Tensioni tangenziale max:			τ _{t,Ed} = 0.00 N/mm ² τ _{Rd} = 195.20 N/mm ² τ _{Rd,instab} = 153.28 N/mm ² VERIFICATO		0.00

• Sezione d'appoggio

DATI GEOMETRICI TRAVE IN ACCIAIO: profilo: -			
Plattabanda superiore	B _s =	700 mm	t _e = 40 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _{ta} = 2330 mm
Plattabanda inferiore	B _i =	900 mm	t _i = 50 mm
Altezza complessiva trave			H _{tot} = 2420 mm

DATI SOLETTA IN C.A.			
Spessore soletta	s =	30 cm	
Altezza raccordo	D ₀ =	0 cm	
Base inferiore raccordo	B _i =	60 cm	
base superiore raccordo	B ₀ =	60 cm	
Larghezza collaborante	B =	409.00 cm	
Armatura metallica superiore o inferiore	A _l =	128.49 cm ²	
Copriferro	c =	5 cm	

CLASSIFICAZIONE SEZIONE ACCIAIO (§4.2.3.1 D.M. 2018)			
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda sup.	f _{yk,s} =	355 N/mm ²	$c/t \leq n \cdot \varepsilon$ con: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} [N/mm^2]$
Valore di snervamento dell'acciaio_piattabanda inf.	f _{yk,i} =	335 N/mm ²	
Valore di snervamento dell'acciaio_anima	f _{yk,w} =	355 N/mm ²	
coefficiente di sicurezza per resistenza sezioni	γ _{m0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza per instabilità - ponti	γ _{m1} =	1.10	
coefficiente di sicurezza per fatica	γ _{mf} =	1.35	
modulo elastico	E =	210000 N/mm ²	
coefficiente piattabanda sup.	ε _s =	0.81	
coefficiente piattabanda inf.	ε _i =	0.84	
coefficiente anima	ε _w =	0.81	
<u>Classificazione dell'anima:</u>			
altezza depurata dei raccordi o saldature	c =	2330.00 mm	
spessore dell'anima	t =	30.00 mm	
rapporto	c/t =	77.67	
Classificazione dell'anima per pressoflessione		CLASSE 3	per fase 1
		CLASSE 3	per fase 3
<u>Classificazione della piattabanda inferiore in compressione:</u>			
semi larghezza ali depurata dei raccordi o saldature	c =	435.00 mm	
spessore piattabanda	t =	50.00 mm	
rapporto	c/t =	8.70	
Classificazione ali per compressione		CLASSE 3	per fase 1 e 3

valori limite rapporto c/t			
ALA (Tab. 4.2.IV NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ALA-COMPRESSIONE	7.3	8.1	11.4
ANIMA (Tab. 4.2.III NTC2018)	classe 1	classe 2	classe 3
ANIMA-FLESSIONE	58.6	67.5	100.9
ANIMA-COMPRESSIONE	26.8	30.9	34.2
ANIMA-PRESSOINFLESSA (diagramma triangolare)			classe 3
ANIMA - Fase 1 =		$\Psi = -1.279$	130.00
ANIMA - Fase 3 =		$\Psi = -0.961$	96.87

CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE LORDA IN ACCIAIO -FASE 1	
Area sezione	Aa = 1429.00 cm ²
Peso	Pp = 11.22 kg/m
Momento statico - asse inferiore	Si = 153253.50 cm ³
Ordinata baricentro	Ya = 107.2453 cm
Inerzia asse baricentrico x-x	Jxx = 13,177,556 cm ⁴
Inerzia asse baricentrico y-y	Jyy = 418,608 cm ⁴
Inerzia Torsionale	Jzz = 7,340.3 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico piattabanda superiore	Ws = 97,789 cm ³
Modulo di resistenza elastico piattabanda inferiore	Wi = 122,873 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-superiore	Ww s = 100,781 cm ³
Modulo di resistenza elastico anima-inferiore	Ww i = 128,882 cm ³

DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO - A MOMENTO NEGATIVO (non si considera reagente il cls)	
Altezza complessiva della sezione	H = 272.00 cm
Classe di resistenza del cls	Rck = 40 N/mm ²
resistenza caratteristica cilindrica del cls	fck = 33.2 N/mm ²
coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.50$
coefficiente di viscosità a tempo infinito	$\alpha_{ct} = -$
Tensione caratteristica di snervamento barre di armatura	fyk = 450 N/mm ²
FASE 2/3	
Coefficiente di omogeneizzazione	n = 1.050
asse neutro acciaio+barre armatura	x = 142.9 cm
area omogeneizzata	A = 1,673.7 cm ²
baricentro sezione omogeneizzata	yg = 129.1 cm
inerzia del profilo composto	Jxx = 17,888,198.99 cm ⁴
modulo di resistenza elastico_ armatura sup	Wel,s_s = 136,247.4 cm ³
modulo di resistenza elastico_ piattabanda superiore	Wel,p-s = 158,503.7 cm ³
modulo elastico di resistenza piattabanda inf	Wel,p-i = 138,514.3 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-sup	Wel,w-s = 164,328.0 cm ³
modulo elastico di resistenza anima-inf	Wel,w-i = 144,093.1 cm ³

SOLLECITAZIONI AGENTI ALLO SLU	
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio	
momento massimo	Med1 = -11,479 KNm
taglio corrispondente	Ved1 = 1,471 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 0 kN
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi permanenti (lungo termine)	
momento massimo	Med2 = -5,488 KNm
taglio corrispondente	Ved2 = 815 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 0 kN
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi permanenti e ritiro (lungo termine)	
momento massimo	Med2 = -983 KNm
taglio corrispondente	Ved2 = 0 kN
Azione assiale costante	Ned,s = 5,375 kN
3 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta a carichi variabili (breve termine)	
momento massimo	Med3 = -7,763 KNm
taglio corrispondente	Ved3 = 1,497 kN
Azione assiale costante	Ned = 1,750 kN

1ª FASE : SOLO SEZIONE ACCIAIO				
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)= -117.39 N/mm2	
			σ_{p_s} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{p_s} (Tot)= -117.39 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} (M)= 93.42 N/mm2	
			σ_{p_i} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{p_i} (Tot)= 93.42 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} (M)= -113.90 N/mm2	
			σ_{w_s} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{w_s} (Tot)= -113.90 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_i} (M)= 89.07 N/mm2	
			σ_{w_i} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{w_i} (Tot)= 89.07 N/mm2	
Tensioni tangenziale max	acciaio		τ = 21.04 N/mm2	
2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - PERMANENTI				
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)= -34.62 N/mm2	
			σ_{p_s} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{p_s} (Tot)= -34.62 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} (M)= 39.62 N/mm2	
			σ_{p_i} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{p_i} (Tot)= 39.62 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} (M)= -33.40 N/mm2	
			σ_{w_s} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{w_s} (Tot)= -33.40 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_i} (M)= 38.09 N/mm2	
			σ_{w_i} (N)= 0.00 N/mm2	
			σ_{w_i} (Tot)= 38.09 N/mm2	
	arm sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} (M)= -40.28 N/mm2	
			σ_{s_s} (Tot)= -40.28 N/mm2	
			τ = 11.66 N/mm2	
	Tensioni tangenziale max	acciaio		τ = 11.66 N/mm2
	2ª FASE : SEZIONE MISTA A LUNGO TERMINE - RITIRO			
	Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)= -4.44 N/mm2
σ_{p_s} (N)= 28.03 N/mm2				
σ_{p_s} (Tot)= 23.58 N/mm2				
piattabanda inferiore		sez.2-2	σ_{p_i} (M)= 6.75 N/mm2	
			σ_{p_i} (N)= 28.03 N/mm2	
			σ_{p_i} (Tot)= 34.77 N/mm2	
anima superiore		sez.3-3	σ_{w_s} (M)= -4.26 N/mm2	
			σ_{w_s} (N)= 28.03 N/mm2	
			σ_{w_s} (Tot)= 23.77 N/mm2	
anima inferiore		sez.4-4	σ_{w_i} (M)= 6.51 N/mm2	
			σ_{w_i} (N)= 28.03 N/mm2	
			σ_{w_i} (Tot)= 34.54 N/mm2	
bordo sup. soletta		sez.5-5	σ_{s_s} (M)= -0.33 N/mm2	
			σ_{s_s} (C)= 1.61 N/mm2	
			σ_{s_s} (T)= -6.22 N/mm3	
			σ_{s_s} (Tot)= -4.95 N/mm2	
Tensioni tangenziale max		acciaio		τ = 0.00 N/mm2
3ª FASE : SEZIONE MISTA A BREVE TERMINE				
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	σ_{p_s} (M)= -48.98 N/mm2	
			σ_{p_s} (N)= 10.46 N/mm2	
			σ_{p_s} (Tot)= -38.52 N/mm2	
	piattabanda inferiore	sez.2-2	σ_{p_i} (M)= 56.04 N/mm2	
			σ_{p_i} (N)= 10.46 N/mm2	
			σ_{p_i} (Tot)= 66.50 N/mm2	
	anima superiore	sez.3-3	σ_{w_s} (M)= -47.24 N/mm2	
			σ_{w_s} (N)= 10.46 N/mm2	
			σ_{w_s} (Tot)= -36.79 N/mm2	
	anima inferiore	sez.4-4	σ_{w_s} (M)= 53.87 N/mm2	
			σ_{w_s} (N)= 10.46 N/mm2	
			σ_{w_s} (Tot)= 64.33 N/mm2	
	arm sup. soletta	sez.5-5	σ_{s_s} (M)= -56.98 N/mm2	
			σ_{s_s} (N)= 9.96 N/mm2	
			σ_{s_s} (Tot)= -47.02 N/mm2	
	Tensioni tangenziale max	acciaio		τ = 21.42 N/mm2

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' FLESSO TORSIONALE (54.2.4.1.3.2 NTC2018)			
FASE 1			
Momento resistente della sezione	M_{c,Rd} =	33,062.1 kNm	
Momento di Lateral Buckling	M_{b,Rd} =	12,472.8 kNm	>
con:			11,479.0 kNm
Momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale	M_{cr} =	26,072.0 kNm	
coefficiente di snellezza normalizzata	λ_{LT} =	1.154	
fattore di imperfezione	α_{LT} =	0.76 curva d	
coefficiente	Φ_{LT} =	1.53	
fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale	X_{LT} =	0.40	
Taglio resistente della sezione	V_{rd} =	13,644.4 kN	
Taglio resistente (instabilità anima)	V_{rd,i} =	10,774.8 kN	>
			1,471.0 kN
controllo entità taglio Ved<0.5Vrd	Ved<0.5Vrd		non c'è interazione M-V

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA (Fase 1 + Fase 2 + Fase3) - verifiche tensionali						
Tensioni normali:	piattabanda superiore	sez.1-1	$\sigma_{p_s} =$	-166.95 N/mm ²		
			$f_{yd} =$	-338.10 N/mm ²	0.49	
				VERIFICATO		
	piattabanda inferiore	sez.2-2	$\sigma_{p_i} =$	234.31 N/mm ²		
			$f_{yd} =$	319.05 N/mm ²	0.73	
			VERIFICATO			
Tensioni normali:	anima superiore	sez.3-3	$\sigma_{w_s} =$	-160.31 N/mm ²		
	anima inferiore	sez.4-4	$\sigma_{w_i} =$	226.02 N/mm ²		
				$\tau =$	54.12 N/mm ²	
				$\sigma_{id} =$	185.71 N/mm ²	
				$f_{yd} =$	338.10 N/mm ²	
			VERIFICATO			
			0.55			
Tensioni normali:	arm sup. soletta		$\sigma_{s_s} =$	-92.25 N/mm ²		
			$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²	0.24	
				VERIFICATO		
	Tensioni tangenziale max:			$\tau_{t,Ed} =$	54.12 N/mm ²	
				$\tau_{Rd} =$	195.20 N/mm ²	
		$\tau_{Rd,instab} =$	153.28 N/mm ²			
			VERIFICATO			
			0.35			

14 SOLETTA DI IMPALCATO

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche per le solette di impalcato delle diverse opere in progetto ed i carichi agenti su di esse.

GEOMETRIA IMPALCATO		CV01	CV02	CV03	CV04	CV05	CV10	CV11	
L _{tot}	Lunghezza totale	50.00	50.00	42.00	56.60	44.00	116.21	32.00	[m]
B	Larghezza totale soletta	10.50	11.35	11.34	12.50	11.50	16.05	12.50	[m]
h	Spessore soletta totale	0.30	0.30	0.30	0.25	0.30	0.30	0.25	[m]
l _p	Larghezza tratto pavimentato	9	8	8	9	8	13	9	[m]
n ^o _c	numero di cordoli laterali	2	2	2	2	2	2	2	[-]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo sx	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	[m]
l _{c,dx}	Larghezza cordolo dx	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	[m]
c	altezza media cordoli	0.20	0.20	0.27	0.20	0.20	0.20	0.20	[m]
ht	altezza travi	2.5	2.7	2.3	2.55	2.3	2.4	1.3	[m]
n^ot	numero di travi	3	3	3	4	3	4	4	[-]
i t	interasse travi	3.50	3.70	3.50	3.10	3.50	4.04	3.20	[m]
l s	sbalzo soletta	1.75	1.98	2.17	1.60	2.25	1.97	1.45	[m]
a	tratto pavimentato a sbalzo	1.00	0.23	0.42	0.00	0.50	0.22	0.00	[m]
l _{c,sx}	Larghezza cordolo	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	[m]
G _{acciaio}	Peso carpenteia metallica	4.50	4.50	4.50	5.80	4.10	3.50	3.50	[kN/mq]
G _{pavimentazione}	Peso pavimentazione	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	[kN/mq]
G _{sicurvia}	Peso sicurvia (per lato)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	[kN/m]
G _{rete e parapetto}	Peso rete e parapetto (per lato)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	[kN/m]
G _{veletta}	Peso veletta (per lato)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	[kN/m]

La soletta, ordita in senso trasversale, viene realizzata utilizzando lastre prefabbricate in calcestruzzo di larghezza 1.2 m che costituiscono una casseratura autoportante. Lo spessore della soletta è costante in tutta la sezione trasversale.

L'intero impalcato viene coperto trasversalmente appoggiando le predalles sulle travi principali. Le lastre sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti al fine di consentire la disposizione dei connettori di tipo Nelson e risultano passanti solo le armature dei tralicci.

Una volta disposte le lastre prefabbricate si procede alla posa delle barre di orditura longitudinali e delle barre di orditura integrativa trasversale.

In direzione trasversale le fasi di getto prevedono:

1. Getto della soletta fino al bordo esterno delle piattabande delle travi
2. Getto degli sbalzi e dei cordoli

Le fasi di getto da utilizzare sono riportate nelle immagini che seguono

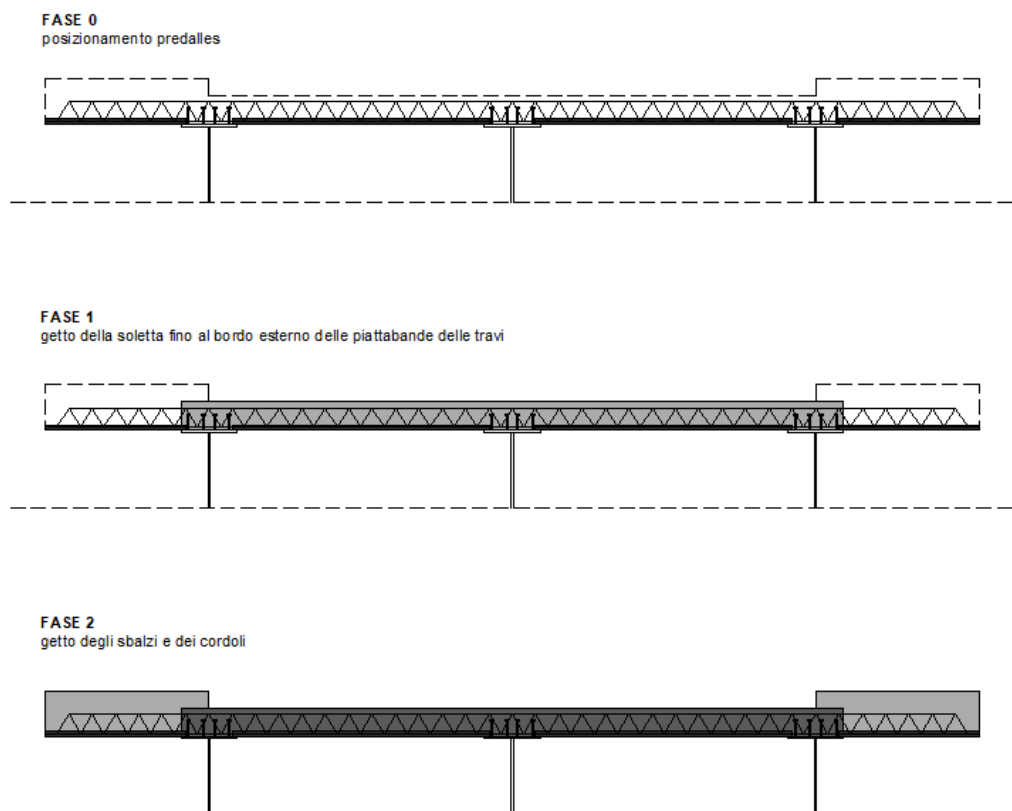


Figura 55 – Fasi di getto della soletta

Il calcolo della soletta è stato distinto in due fasi:

❖ Fase 1:

Verifica delle predalles in fase di getto (sezione resistente traliccio predalles) con schema statico di trave a mensola per gli sbalzi e di trave semplicemente appoggiata per le campate centrali.

Ciascuna predalle sostiene se stessa, l'armatura integrativa, il getto di cls ed il sovraccarico in fase di lavorazione.

❖ Fase 2:

Verifica della sezione resistente totale con schema statico di trave continua appoggiata sulle travi principali.

I carichi in gioco sono i permanenti strutturali (predalle e soletta), i permanenti portati (pavimentazione, guard rail, barriere, impianti ecc.) ed i sovraccarichi accidentali.

14.1 Verifica predalles (Fase 1)

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza, stabilità e di deformabilità delle predalles in cls tralicciate in fase di getto. Le verifiche sono state eseguite trascurando il calcestruzzo della predalla. Per lo sbalzo e per la campata sono state assunte le massime dimensioni desunte dal prospetto riportato al paragrafo precedente.

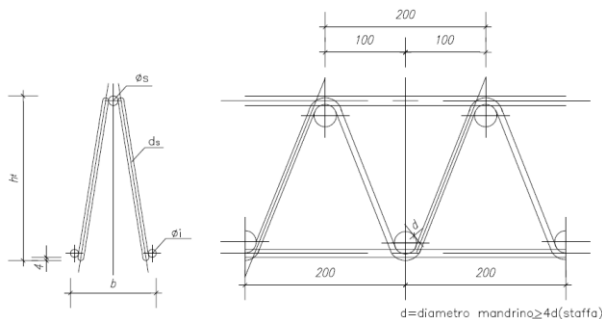
Le predalles utilizzate per l'opera in oggetto sono costituite da una lastra di spessore 6 cm e da tralicci di altezza pari a 20.5 cm disposti ad interasse di 40 cm, costituiti da un corrente superiore $\phi 16$, due correnti inferiori $\phi 12$ e staffe $\phi 10/20$.

Caratteristiche dei materiali

Peso specifico c.a.	γ_{cls}	25	(kN/m ³)
Resistenza caratteristica cubica cls	R_{ck}	40	(N/mm ²)
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	33.2	(N/mm ²)
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450	(N/mm ²)
modulo di Young acciaio	E	210000	(N/mm ²)

Caratteristiche geometriche

spessore soletta	s_s	24	(cm)
spessore predalle	s_d	6	(cm)
diensione trasversale predalle	B_d	120	(cm)
appoggio predalle		5	(cm)
numero di tralicci per ogni elemento	n.	3	-
diametro corrente inferiore (2x)	ϕ_i	12	(mm)
diametro corrente superiore (1x)	ϕ_s	16	(mm)
diametro diagonali (2x)	d_s	10	(mm)
altezza traliccio	h_t	20.5	(cm)
altezza tra correnti inf e sup	h_i	18.7	(cm)
distanza correnti inferiori	b	9.6	(cm)
interasse trasversale tralicci	i	40	(cm)
passo longitudinale delle diagonali	i_d	20	(cm)
fattore di imperfezione (curva c)	α	0.49	Tab. 4.2.VI



Coefficienti di sicurezza SLU

Peso proprio della lastra	γ_{G1}	1.35
Peso portato in prima fase (getto di completamento)	γ_{G1}	1.50
Mezzi d'opera	γ_Q	1.50
Resistenza materiale	γ_{M0}	1.15
Resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.15

Carichi agenti

PP predalla	$G_{1-predalla}$	1.50	(kN/m ²)
PP getto di completamento soletta	$G_{1-getto}$	6.00	(kN/m ²)
Carico agente (PP predalla+PP getto)	G_{1-tot}	7.50	(kN/m ²)
Accidentale in fase di getto	Q_{sk}	0.50	(kN/m ²)
Carico totale SLU	P_{sd}	11.78	(kN/m²)

Sollecitazioni sul singolo traliccio

carico sul singolo traliccio allo SLU	$P_{sd,t}$	4.71	(kN/m)
larghezza piattabanda superiore	B_s	0.80	(m)

Campata

Luce (interasse massimo tra le travi)	L	4.04	(m)
Luce di calcolo	L_c	3.34	(m)
Azioni di taglio sul singolo traliccio	T_{max}	7.87	(kN)
Azione flettente sul singolo traliccio	M^*_{max}	6.57	(kNm)

Sbalzo

Luce (sbalzo di dimensioni massime)	L	2.25	(m)
Luce di calcolo	L_c	1.90	(m)
Azioni di taglio sul singolo traliccio	T_{max}	8.95	(kN)
Azione flettente sul singolo traliccio	M^*_{max}	-8.50	(kNm)

Corrente superiore				Corrente inferiore			
diametro corrente superiore (1x)	ϕ_b	16	(mm)	diametro corrente inferiore (2x)	ϕ_i	12	(mm)
area barra	A	2.011	(cm ²)	area barra	A	1.131	(cm ²)
momento d'inerzia della barra	J_b	0.322	(cm ⁴)	momento d'inerzia della barra	J_b	0.102	(cm ⁴)
raggio d'inerzia $i=r/2$	i	0.40	(cm)	raggio d'inerzia $i=r/2$	i	0.300	(cm)
Luce di inflessione ($\beta=1$)	L_0	20.00	(cm)	Luce di inflessione ($\beta=1$)	L_0	0.3	(cm)
snellezza $\lambda = L_0/i$	λ	50.00	-	snellezza $\lambda = L_0/i$	λ	1.00	-
sforzamento normale critico $N_{cr} = \pi^2 E J_b / L_0^2$	N_{cr}	166.7	(kN)	sforzamento normale critico $N_{cr} = \pi^2 E J_b / L_0^2$	N_{cr}	234407.5	(kN)
snellezza adimensionale $\lambda_a = (A f_{yk} / N_{cr})^{0.5}$	λ_a	0.737	-	snellezza adimensionale $\lambda_a = (A f_{yk} / N_{cr})^{0.5}$	λ_a	0.015	-
coefficiente	Φ	0.903	-	coefficiente	Φ	0.455	-
coefficiente di instabilità	χ	0.702	≤ 1	coefficiente di instabilità	χ	1.000	≤ 1
resistenza all'instabilità $N_{b,rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1}$	$N_{b,rd}$	-55.22	(kN)	resistenza sezione a compressione $N_{c,rd} = A f_{yk} / \gamma_{M1}$	$N_{b,rd}$	-44.26	(kN)
resistenza sezione a trazione $N_{c,rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$	$N_{c,rd}$	78.68	(kN)	resistenza sezione a trazione $N_{c,rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$	$N_{c,rd}$	44.26	(kN)

Barre inclinate				Traliccio complessivo			
diametro diagonali (2x)	d_s	10	(mm)	Momento d'inerzia orizzontale	$I_{traliccio}$	372.75	(cm ⁴)
area barra compressa	A	0.785	(cm ²)	Area complessiva	A_s	4.27	(cm ²)
momento d'inerzia della barra	J_b	0.0491	(cm ⁴)	Distanza dal baricentro delle barre inf.	$Y_{G, inf}$	8.800	(cm)
raggio d'inerzia $i=r/2$	i	0.250	(cm)	Distanza dal baricentro delle barre sup.	$Y_{G, sup}$	9.900	(cm)
inclinazione nel piano long. traliccio	α	0.49	(rad)	Rigidezza	EI	782,778	(Nm ²)
inclinazione nel piano trasv. traliccio	β	0.25	(rad)	Modulo di resistenza inf	W_{inf}	42.36	(cm ³)
Luce di inflessione ($\beta=1$)	L_0	21.74	(cm)	Modulo di resistenza sup	W_{sup}	37.65	(cm ³)
snellezza $\lambda = L_0/i$	λ	86.97	-				
sforzamento normale critico $N_{cr} = \pi^2 E J_b / L_0^2$	N_{cr}	21.52	(kN)				
snellezza adimensionale $\lambda_a = (A f_{yk} / N_{cr})^{0.5}$	λ_a	1.281	-				
coefficiente	Φ	1.586	-				
coefficiente di instabilità	χ	0.397	-				
resistenza all'instabilità $N_{b,rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1}$	$N_{b,rd}$	-12.19	(kN)				
resistenza sezione $N_{c,rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$	$N_{c,rd}$	30.73	(kN)				

Verifiche sul traliccio

paragrafo 4.2.4.1.3 "Stabilità delle membrature" NTC2008

$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$

con:

N_{Ed} azione di compressione di calcolo

$N_{b,Rd}$ resistenza all'instabilità nell'asta compressa

Note

segno "-" azione di compressione

segno "+" azione di trazione

Campata

Momento sul singolo traliccio

6.57 (kNm)

Taglio sul singolo traliccio

7.87 (kN)

$N_{ed,s}$ = sforzo normale nel corrente sup.

-35.12 (kN) < -55.22 (kN)

Verifica soddisfatta!

$N_{ed,i}$ = sforzo normale nel corrente inf.

17.56 (kN) > 44.26 (kN)

Verifica soddisfatta!

$N_{ed,d}$ = sforzo normale nella diagonale

-4.60 (kN) > -12.19 (kN)

Verifica soddisfatta!

Appoggio

Momento sul singolo traliccio

-8.50 (kNm)

Taglio sul singolo traliccio

8.95 (kN)

$N_{ed,s}$ = sforzo normale nel corrente sup.

45.46 (kN) > 78.68 (kN)

Verifica soddisfatta!

$N_{ed,i}$ = sforzo normale nel corrente inf.

-22.73 (kN) > -44.26 (kN)

Verifica soddisfatta!

$N_{ed,d}$ = sforzo normale nella diagonale

-5.24 (kN) < -12.19 (kN)

Verifica soddisfatta!

Verifiche di deformabilità

Verifica di deformabilità in campata

carico agente sul singolo traliccio (pp)

2.50 (kN/m)

freccia di calcolo

0.52 (cm)

freccia limite

L/150

2.23 (cm)

verifica soddisfatta!

Verifica di deformabilità in appoggio

carico agente sul singolo traliccio (pp)

2.50 (kN/m)

freccia di calcolo

0.52 (cm)

freccia limite

L/150

1.27 (cm)

verifica soddisfatta!

14.2 Verifica soletta (Fase 2)

Nella fase 2, detta "definitiva", risultano efficaci sia le armature delle predalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti è stato effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria.

A favore di sicurezza, in tutte le verifiche effettuate si trascura la presenza dei ferri dei tralicci delle predalles.

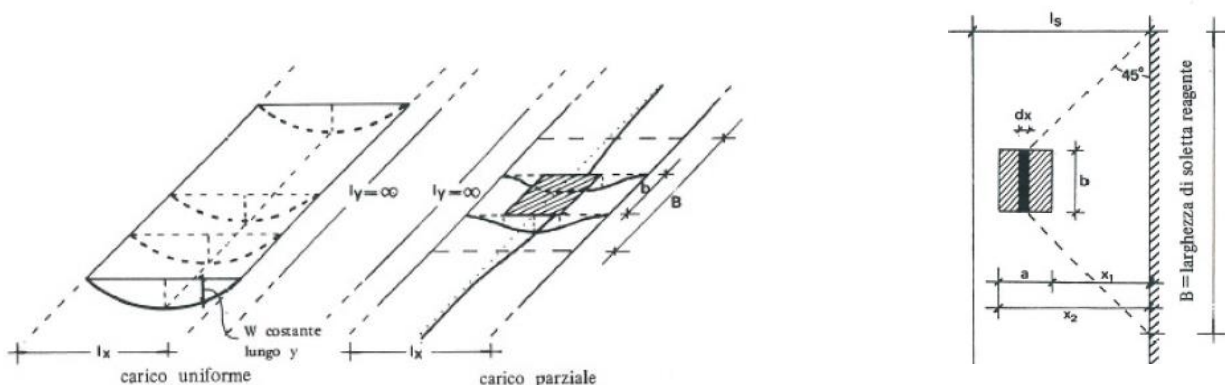
Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato avvalendosi dei seguenti schema statici:

1. Schema a mensola per la valutazione delle sollecitazioni massime in appoggio;
2. Schema statico di trave continua su appoggi fissi (travi) e due sbalzi per lo studio dei massimi tagli e dei massimi momenti flettenti negativi negli appoggi e positivi nelle campate

14.2.1 Diffusione dei carichi

Per i carichi permanenti strutturali e non strutturali, poiché uniformemente distribuiti in direzione longitudinale, la deformata risultante è cilindrica, pertanto non è necessario calcolare una larghezza collaborante su cui distribuire i carichi applicati in quanto ogni striscia elementare sopporta il carico che grava su di essa senza ricevere alcun sostegno dalle strisce adiacenti.

Per carichi applicati su un'impronta longitudinale di larghezza b (carichi variabili da traffico) la deformata risultante è a doppia curvatura, si hanno pertanto momenti anche lungo la direzione longitudinale anche se di entità minore rispetto a quelli che si hanno lungo la direzione trasversale. Ciò porta ad una collaborazione tra la striscia direttamente caricata e quelle adiacenti.



Di questa collaborazione, cioè in pratica dell'effetto piastra, si tiene conto conducendo un calcolo a trave, ma supponendo reagente una larghezza convenzionale pari a:

$$B = b + l_x/2$$

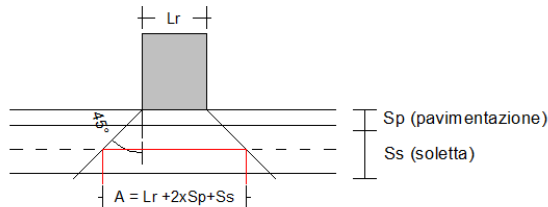
Con b larghezza impronta di carico e l_x distanza tra gli appoggi.

Di seguito si riporta il calcolo delle larghezze collaboranti.

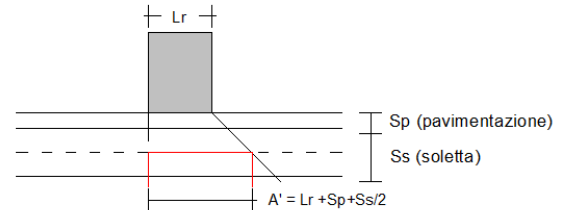
Diffusione trasversale

Si considera una diffusione dell'impronta a 45° attraverso la pavimentazione e fino alla mezzeria della soletta.

Distribuzione trasversale in asse soletta
sezione corrente

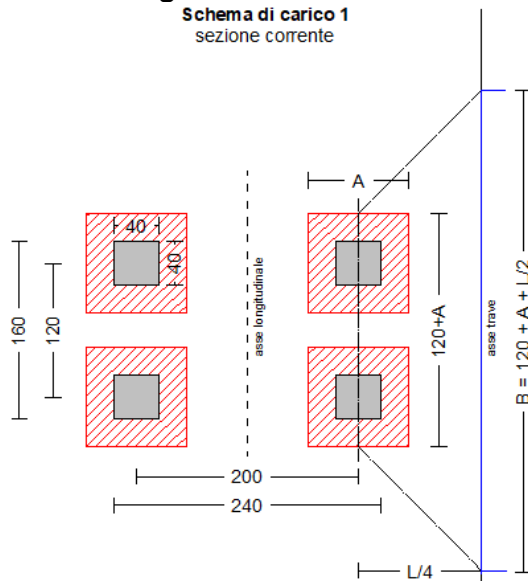


Distribuzione trasversale in asse soletta
sezione di estremità

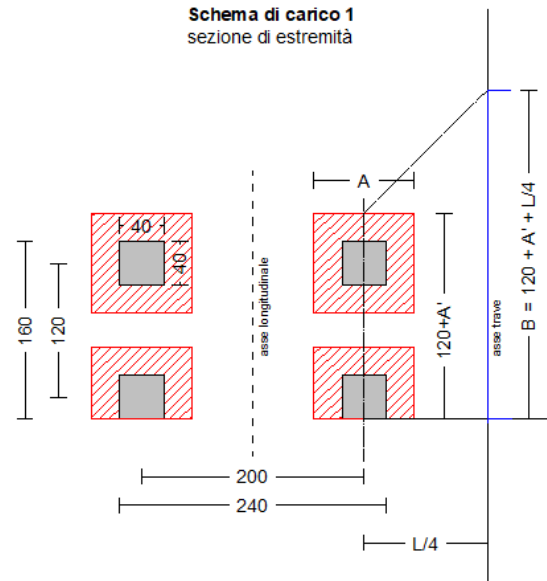


Diffusione longitudinale

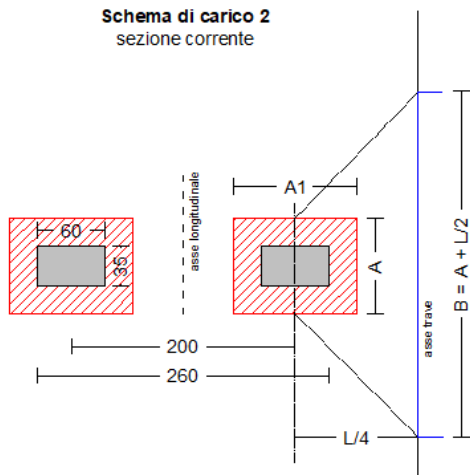
Schema di carico 1
sezione corrente



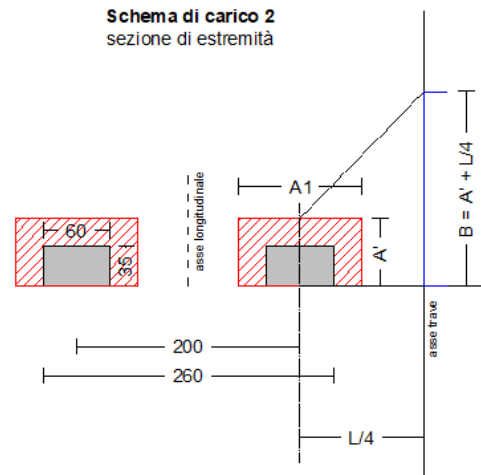
Schema di carico 1
sezione di estremità



Schema di carico 2
sezione corrente



Schema di carico 2
sezione di estremità



Secondo quanto specificato al par. 5.1.3.4 delle NTC, per le *sezioni correnti* gli schemi di carico specificati al par. 5.1.3.3.5 delle NTC includono già gli effetti dinamici relativi a pavimentazioni di media rugosità.

In prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta nelle *zone di estremità* può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale. In accordo con i paragrafi 4.2.1 punto (3) e 4.6.1 punto (6) dell'Eurocodice 1 parte 2, per le **sezioni di estremità** si assume $\phi = 1.3$.

14.2.2 Sollecitazioni massime sullo sbalzo

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni e la verifica della sezione in corrispondenza dello sbalzo di dimensioni massime in accordo al prospetto riportato ai paragrafi precedenti.

VERIFICHE SBALZO SOLETTA CV05 - SEZIONE CORRENTE 100x30

Geometria

lunghezza tratto pavimentato	a =	0.50	m
lunghezza marciapiede	b =	1.75	m
lunghezza sbalzo	l =	2.25	m
spessore soletta	s =	0.30	m
spessore marciapiede	c =	0.20	m
spessore pavimentazione	p =	0.12	m

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$G_{sol} =$	16.88	kN	b =	1.13	m
peso proprio marciapiede	$G_{mar} =$	8.75	kN	b =	0.88	m
peso proprio veletta	$G_{vel} =$	1.50	kN	b =	1.75	m
peso proprio pavimentazione	$G_{pav} =$	1.50	kN	b =	0.25	m
peso proprio sicurvia	$G_{sic} =$	1.00	kN	b =	1.50	m
peso proprio rete e parapetto	$G_{par} =$	1.00	kN	b =	1.65	m

Carichi mobili

Schema di carico 1

▪ carico di 2 ruote-assi tandem	$Q_{1k} =$	300.00	kN
diffusione trasversale $a' = 0,40+s+2p$	$a' =$	0.94	m
diffusione long $b' = a'+1.20+2\cdot(a-0.40/2)$	$b' =$	2.74	m
▪ carico distribuito	$Q_{1k} =$	9.00	kN/m ²

Schema di carico 2

▪ carico di 2 ruote-assi tandem	$Q_{1k} =$	200.00	kN
diffusione trasversale $a' = 0,60+s+2p$	$a' =$	0.89	m
diffusione long $b' = a'+2\cdot(a-0.60/2)$	$b' =$	1.29	m
▪ folla sul marciapiede	$q_{fk} =$	2.50	kN/m ²
▪ carico da vento a ponte carico	$q_5 =$	2.00	kN/m ²
altezza superficie investita dal vento	H =	3.35	m
distanza tra due ruote	B =	2.00	m
Risultante forza orizzontale	$F_H =$	6.70	kN
Risultante forza verticale sulla singola ruota	$F_v =$	5.61	kN
numero di ruote agenti sullo sbalzo	n =	1 ruota	-
▪ veicolo in svio	$q_8 =$	100.00	kN
diffusione long. $l' = 0,50+2\cdot a+c+2p+s$	$l' =$	2.20	m

Sollecitazioni in corrispondenza della sezione di verifica

Carichi permanenti

G1 - peso proprio soletta	$M_{sol} =$	18.98	kNm	$T_{sol} =$	16.88	kN
G1 - peso proprio marciapiede	$M_{mar} =$	7.66	kNm	$T_{mar} =$	8.75	kN
G2 - peso proprio veletta	$M_{vel} =$	2.63	kNm	$T_{vel} =$	1.50	kN
G2 - peso proprio sicurvia	$M_{sic} =$	1.50	kNm	$T_{sic} =$	1.00	kN
G2 - peso proprio parapetto	$M_{par} =$	1.65	kNm	$T_{par} =$	1.00	kN
G2 - peso proprio pavimentazione	$M_{pav} =$	0.38	kNm	$T_{pav} =$	1.50	kN

Carichi accidentali

Schema di carico 1

- carico di 2 ruote $q_{1a}' = q_{1a}/b'$

$q_{1k} =$	109.49	kN
$b =$	0.30	m
$q_{1k} =$	4.50	kN
$b =$	0.25	m
$M_{q1k} =$	33.972	kNm

$T =$	113.989	kN
-------	---------	----

- carico distribuito

Schema di carico 2

- carico di 2 ruote $q_{1a}' = q_{1a}/b'$

$q_{1k} =$	155.04	kN
$b =$	0.20	m
$M_{q1k} =$	31.01	kNm

$T =$	155.04	kN
-------	--------	----

- folla marciapiede $q_{1e}' = q_{1e} \cdot b \cdot 1$

$q_{fk} =$	4.38	kN
$b =$	1.38	m
$M_{qfk} =$	6.02	kNm

$T =$	4.38	kN
-------	------	----

- carico da vento

$F_H/2 =$	3.35	kN
$F_v =$	5.61	kN
$b_H =$	0.15	m
$b_v =$	0.30	m
$M_{q5} =$	2.19	kNm

$T =$	5.61	kN
-------	------	----

- veicolo in svio $q_{8}' = q_{8}/l'$

$q_{8}' =$	45.45	kN
$b =$	1.35	m
$M_{q8}' =$	61.36	kNm

$N =$	45.45	kN
-------	-------	----

Combinazioni:

SLU_ $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

ECC_ $G_1 + G_2 + A_d + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

RARA_ $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

FREQUENTE: $G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

TIPO	DESCRIZIONE CARICHI	SLU_1	SLU_VC	SLU_ECC	SLE_R_1	SLE_R_VC	SLE_F_1	SLE_F_VC
G1	Carichi permanenti strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2	Carichi permanenti non strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	Carichi mobili	1.35	1.01	0.75	1.00	0.75	0.75	0
Q5	Vento a ponte carico	0.90	1.50	0	0.60	1.00	0	0.20
Q8	Urto del veicolo in svio	0	0	1.00	0	0	0	0

Momento flettente (kNm)

Taglio (kN)

Sforzo normale

100	88	117	74	65	63	33
263	213	148	194	157	151	33
0	0	61	0	0	0	0

VERIFICHE SBALZO SOLETTA CV05 - SEZIONE DI ESTREMITA' 100x30

Geometria

lunghezza tratto pavimentato	a =	0.50	m
lunghezza marciapiede	b =	1.75	m
lunghezza sbalzo	l =	2.25	m
spessore soletta	s =	0.30	m
spessore marciapiede	c =	0.20	m
spessore pavimentazione	p =	0.12	m

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$G_{sol} =$	16.88	kN	b =	1.13	m
peso proprio marciapiede	$G_{mar} =$	8.75	kN	b =	0.88	m
peso proprio veletta	$G_{vel} =$	1.50	kN	b =	1.75	m
peso proprio pavimentazione	$G_{pav} =$	1.50	kN	b =	0.25	m
peso proprio sicurvia	$G_{sic} =$	1.00	kN	b =	1.50	m
peso proprio rete e parapetto	$G_{par} =$	1.00	kN	b =	1.65	m

Carichi mobili

Schema di carico 1

▪ carico di 2 ruote-assi tandem	$Q_{1k} =$	300.00	kN
diffusione trasversale $a' = 0,40 + s/2 + 2$	$a' =$	0.67	m
diffusione long $b' = a' + 1.20 + (a - 0.40/2)$	$b' =$	2.17	m
▪ carico distribuito	$Q_{1k} =$	9.00	kN/m ²

Schema di carico 2

▪ carico di 2 ruote-assi tandem	$Q_{1k} =$	200.00	kN
diffusione trasversale $a' = 0,60 + s/2 + p$	$a' =$	0.62	m
diffusione long $b' = a' + (a - 0.60/2)$	$b' =$	0.82	m
▪ folla sul marciapiede	$q_{fk} =$	2.50	kN/m ²
▪ carico da vento a ponte carico	$q_g =$	2.00	kN/m ²
altezza superficie investita dal vento	H =	3.35	m
distanza tra due ruote	B =	2.00	m
Risultante forza orizzontale	$F_H =$	6.70	kN
Risultante forza verticale sulla singola ruota	$F_v =$	5.61	kN
numero di ruote agenti sullo sbalzo	n =	1 ruota	-
▪ veicolo in svio	$q_g =$	100.00	kN
diffusione long. $l' = 0,50 + 2 \cdot a + c + 2p + s$	$l' =$	2.20	m

Sollecitazioni in corrispondenza della sezione di verifica

Carichi permanenti

G1 - peso proprio soletta	$M_{sol} =$	18.98	kNm	$T_{sol} =$	16.88	kN
G1 - peso proprio marciapiede	$M_{mar} =$	7.66	kNm	$T_{mar} =$	8.75	kN
G2 - peso proprio veletta	$M_{vel} =$	2.63	kNm	$T_{vel} =$	1.50	kN
G2 - peso proprio sicurvia	$M_{sic} =$	1.50	kNm	$T_{sic} =$	1.00	kN
G2 - peso proprio parapetto	$M_{par} =$	1.65	kNm	$T_{par} =$	1.00	kN
G2 - peso proprio pavimentazione	$M_{pav} =$	0.38	kNm	$T_{pav} =$	1.50	kN

Carichi accidentali

Schema di carico 1

- carico di 2 ruote $q_{1a}' = q_{1a}/b'$

$q_{1k} =$	138.25	kN
$b =$	0.30	m
$q_{1k} =$	4.50	kN
$b =$	0.25	m
coefficiente dinamico	$\phi =$	1.30 -
$M_{q1k} =$	55.38	kNm

$T =$	185.57	kN
-------	--------	----

Schema di carico 2

- carico di 2 ruote $q_{1a}' = q_{1a}/b'$

$q_{1k} =$	243.90	kN
$b =$	0.20	m
coefficiente dinamico	$\phi =$	1.30 -
$M_{q1k} =$	63.41	kNm

$T =$	317.07	kN
-------	--------	----

- folla marciapiede $q_{1e}' = q_{1e} \cdot b \cdot 1$

$q_{fk} =$	4.38	kN
$b =$	1.38	m
coefficiente dinamico	$\phi =$	1.30 -
$M_{qfk} =$	7.82	kNm

$T =$	5.69	kN
-------	------	----

- carico da vento

$F_H/2 =$	3.35	kN
$F_v =$	5.61	kN
$b_H =$	0.15	m
$b_v =$	0.30	m
$M_{q5} =$	2.19	kNm

$T =$	5.61	kN
-------	------	----

- veicolo in svio $q_{8}' = q_{8}/l'$

$q_{8}' =$	45.45	kN
$b =$	1.35	m
$M_{q8}' =$	61.36	kNm

$N =$	45.45	kN
-------	-------	----

Combinazioni:

SLU_ $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

ECC_ $G_1 + G_2 + A_d + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

RARA_ $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

FREQUENTE: $G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

TIPO	DESCRIZIONE CARICHI	SLU_1	SLU_VC	SLU_ECC	SLE_R_1	SLE_R_VC	SLE_F_1	SLE_F_VC
G1	Carichi permanenti strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2	Carichi permanenti non strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	Carichi mobili	1.35	1.01	1.00	1.00	0.75	0.75	0
Q5	Vento a ponte carico	0.90	1.50	0	0.60	1.00	0	0.20
Q8	Urto del veicolo in svio	0	0	1.00	0	0	0	0
	Momento flettente (kNm)	142	120	158	105	88	86	33
	Taglio (kN)	483	378	349	358	279	274	33
	Sforzo normale	0	0	61	0	0	0	0

14.2.3 Verifica sezione sbalzo

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZIONE ESTREMITA' - sbalzo CV05

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0.20	
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Rare:	99999.000	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-46.0	6.0	20
2	-46.0	26.0	20
3	46.0	26.0	20
4	46.0	6.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	8	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	-15800	0	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-10500	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-8600 (-2025)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-8600 (-2472)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

Interfero netto minimo barre longitudinali: 8.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	-15800	0	0	-27758	0	1.757	31.4(4.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00278	-50.0	0.0	0.00057	-46.0	6.0	-0.00921	46.0	26.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000488742	0.003500000	0.275	0.784

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 Srm Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
 K3 Coeff.(§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
 Ap.fess. Apertura fessure in mm. (Ap.Limite =99999.000 mm) Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	73.3	0.0	0.0	-1521	35.8	26.0	950	31.4	115	0.142	0.140

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	60.0	0.0	0.0	-1246	35.8	26.0	950	31.4	115	0.142	0.116

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	60.0	0.0	0.0	-1246	35.8	26.0	950	31.4	115	0.142	0.116

14.2.4 Verifica a taglio traliccio

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC2018

In accordo con il DM 14.01.2018, la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono le armature trasversali specifiche a taglio, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima ad inclinazione variabile.

La verifica di resistenza agli SLU si pone con $V_{Rd} > V_{Ed}$ in cui V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente. Il valore del taglio resistente si assume come il minore tra il la resistenza a "taglio trazione" dell'armatura trasversale V_{Rsd} , e la resistenza a "taglio compressione" del puntone di calcestruzzo d'anima V_{Rcd} . Più precisamente:

- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" armatura $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha = 501 \text{ (kN)}$ [4.1.27] NTC2018

- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 942 \text{ (kN)}$ [4.1.28] NTC2018

Resistenza a taglio $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 501 \text{ (kN)}$ *Verifica soddisfatta!*

Taglio sollecitante

$V_{Ed} = 483 \text{ (kN)}$

larghezza minima della sezione

$b_w = 1000.00 \text{ (mm)}$

altezza totale della soletta

$h = 300.00 \text{ (mm)}$

copriferro armatura superiore

$c = 30.00 \text{ (mm)}$

altezza utile della sezione

$d = 270.00 \text{ (mm)}$

resistenza caratteristica calcestruzzo

$f_{ck} = 33.20 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

resistenza caratteristica calcestruzzo

$f_{cd} = 18.81 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 9.41 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

coefficiente maggiorativo

$\alpha_c = 1.00$ - (N assente)

angolo di inclinazione del puntone di cls rispetto all'asse della trave

$\theta = 21.80 \text{ (}^\circ\text{)}$ (compreso tra 21.8° e 45°)

$\text{ctag } \theta = 2.50$ (compreso tra 1 e 2.5)

angolo di inclinazione del puntone di cls di calcolo

$\theta = 15.71 \text{ (}^\circ\text{)}$

$\text{ctag } \theta = 3.55$

$V_{Rsd} - V_{Rcd} = 0.00$

diametro armatura diagonale traliccio

$\phi_w = 10.00 \text{ (mm)}$

numero braccia

$n = 5.00$ -

Area dell'armatura trasversale

$A_{sw} = 392.70 \text{ (mm}^2\text{/m)}$

interasse tra due diagonali consecutive (passo)

$s = 200.00 \text{ (mm)}$

altezza del traliccio

$h_t = 205.00 \text{ (mm)}$

tensione di prog. acciaio (portata residua dei tralicci da FASE 1)

$f_{yd} = 391.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

angolo di inclinazione delle diagonali del traliccio sull'orizzontale

$\alpha = 64.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

$\text{ctag } \theta = 0.49$

14.2.5 Sollecitazioni massime in campata e sull'appoggio intermedio

Si riporta il calcolo con riferimento all'opera CV06 che può considerarsi significativo e rappresentativo anche delle altre opere .

Le fasi di getto da utilizzare sono riportate nelle immagini che seguono.

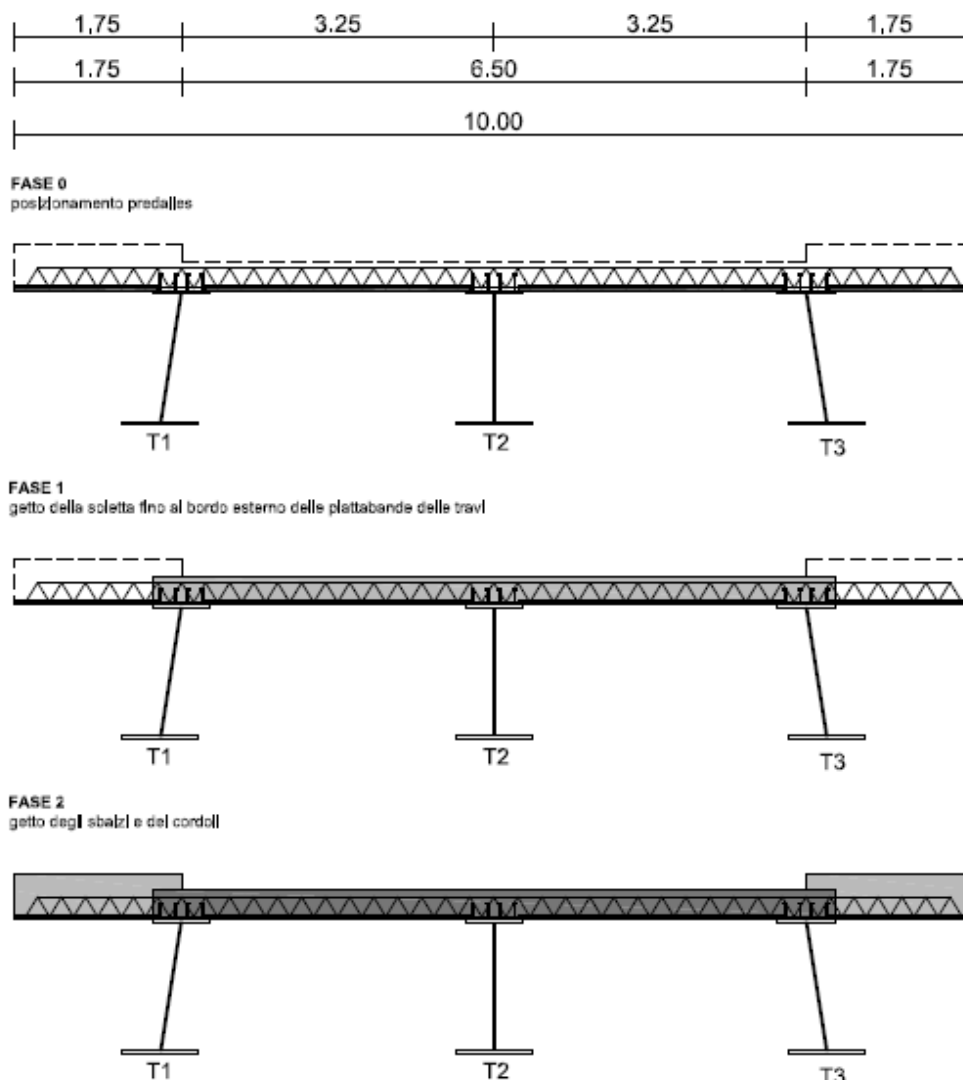


Figura 56 – Fasi di getto della soletta

sezione in campata			schema di carico 1		schema di carico 2	
			corrente	estremità	corrente	estremità
interasse appoggi	L	(m)	3.25	3.25	3.25	3.25
Lunghezza ruota	L _r	(m)	0.40	0.40	0.35	0.35
spessore pavimentazione	Sp	(m)	0.12	0.12	0.12	0.12
spessore soletta	Ss	(m)	0.30	0.30	0.30	0.30
diffusione trasversale	A	(m)	0.94	0.67	0.89	0.62
diffusione longitudinale	B	(m)	3.77	2.68	2.52	1.43
coefficiente dinamico	φ	-	1.00	1.30	1.00	1.30

Figura 57 – lunghezze di diffusione

Nel caso specifico sullo sbalzo non agiscono carichi da traffico poiché il tratto pavimentato su di

esso è pari a zero.

14.2.5.1 Sollecitazioni da carichi permanenti

Massime sollecitazioni da carichi permanenti strutturali e non strutturali

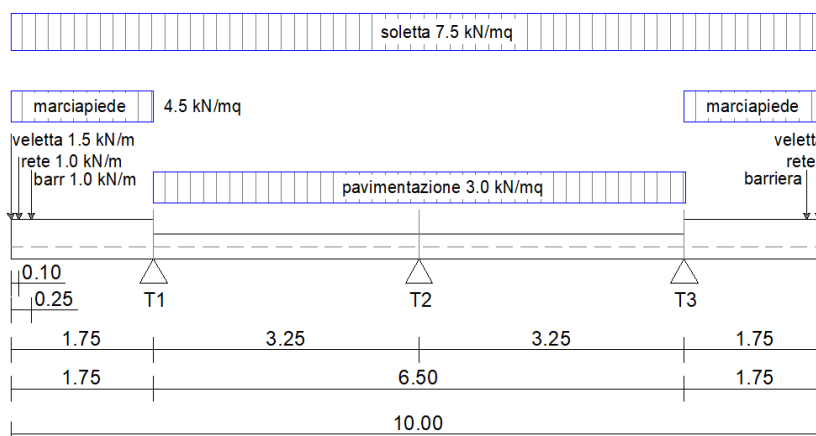
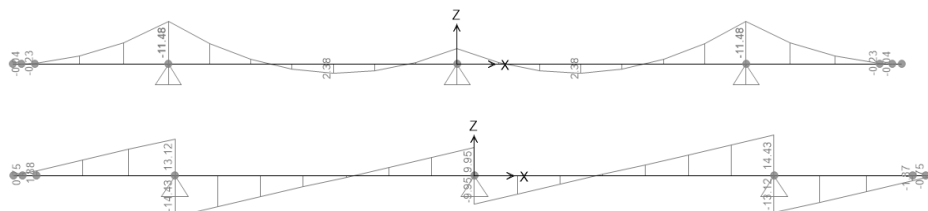
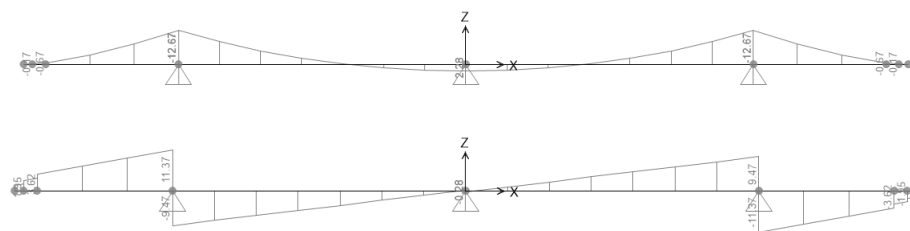


Diagramma del momento flettente e del taglio per carichi permanenti strutturali



sbalzo	M-	=	-11.48	(kNm/m)	T	=	13.12	(kN/m)
appoggio interno	M-	=	-4.20	(kNm/m)	T	=	9.95	(kN/m)
campata	M+	=	2.38	(kNm/m)	T	=	0.00	(kN/m)

Diagramma del momento flettente e del taglio per carichi permanenti non strutturali



sbalzo	M-	=	-12.67	(kNm/m)	T	=	11.37	(kN/m)
appoggio interno	M-	=	2.28	(kNm/m)	T	=	0.28	(kN/m)
campata	M+	=	-1.23	(kNm/m)	T	=	4.60	(kN/m)

14.2.5.2 Sollecitazioni da carichi variabili in campata

Massime sollecitazioni da carichi mobili su campata esterna

schema di carico 1

Massimo momento flettente su campata interna

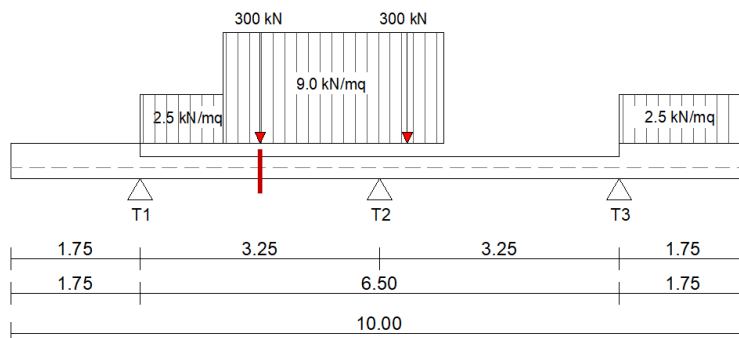


Diagramma del momento flettente per carichi concentrati

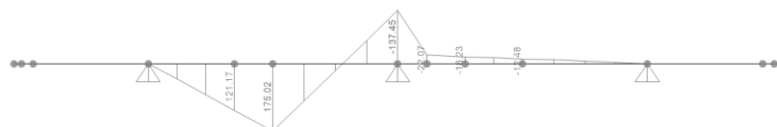
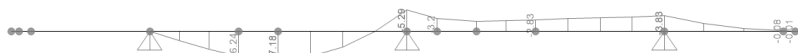


Diagramma del momento flettente per carichi distribuiti



schema di carico 2

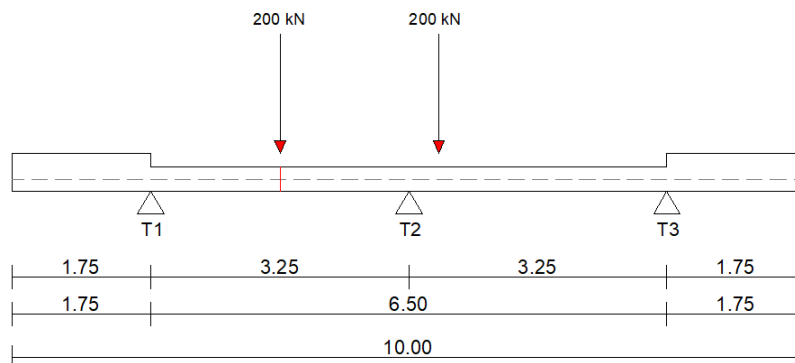
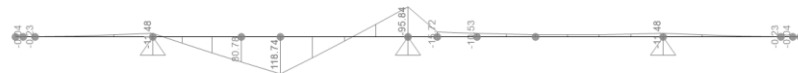


Diagramma del momento flettente per carichi concentrati



sezione corrente		q distribuiti (kNm/m)	Q concentr. (kNm)	L. Collab. (m)	ϕ	tot (kNm/m)
schema 1	M+	7.18	175.02	3.77		53.67
schema 2	M+	0	118.74	2.52		47.21
max	M+					53.67

sezione di estremità		q distribuiti (kNm/m)	Q concentr. (kNm)	L. Collab. (m)	ϕ	tot (kNm/m)
schema 1	M+	7.18	175.02	2.68		94.15
schema 2	M+	0	118.74	1.43		107.76
max	M+					107.76

14.2.5.3 Sollecitazioni da carichi variabili in appoggio

Massime sollecitazioni da carichi mobili su appoggio interno

schema di carico 1

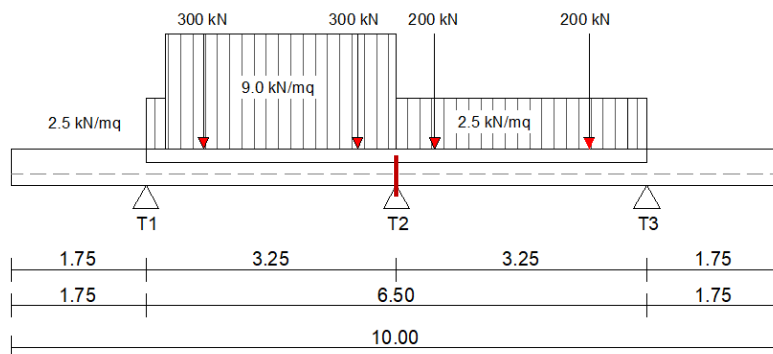


Diagramma del momento flettente e taglio per carichi concentrati

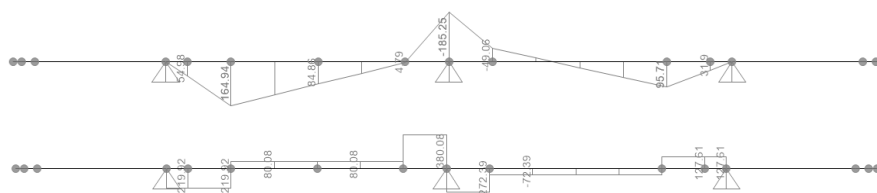
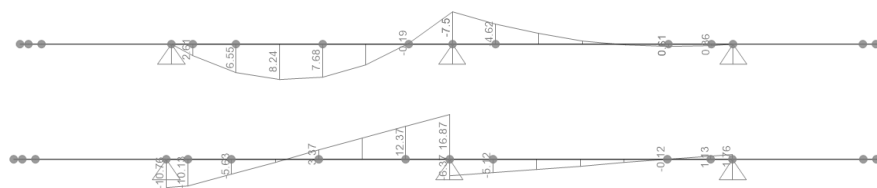


Diagramma del momento flettente e taglio per carichi distribuiti



schema di carico 2

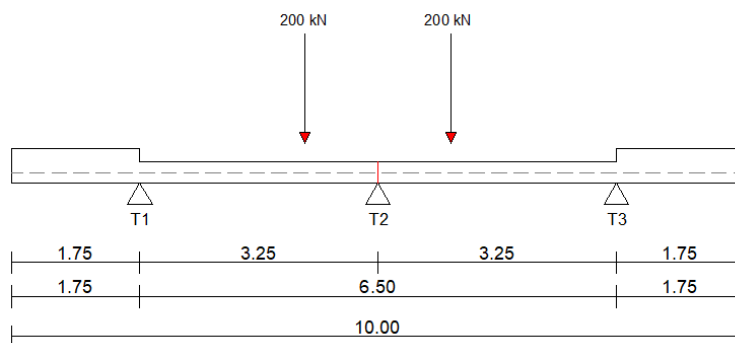
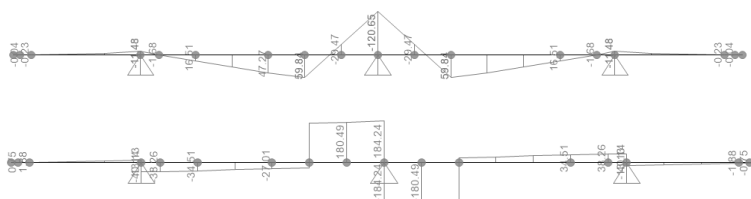


Diagramma del momento flettente e taglio per carichi concentrati



sezione corrente		q distribuiti (kNm/m)	Q concentr. (kNm)	L. Collab. (m)	ϕ -	tot (kNm/m)
schema 1	M-	(-7.5 + -185.25 / 3.765)			x 1.00 =	-56.70
	T	(16.87 + 380.08 / 3.765)			x 1.00 =	117.82
schema 2	M-	(0 + -120.65 / 2.515)			x 1.00 =	-47.97
	T	(0 + 184.24 / 2.515)			x 1.00 =	73.26
max	M-					-56.70
max	T					117.82

sezione di estremità		q distribuiti (kNm/m)	Q concentr. (kNm)	L. Collab. (m)	ϕ -	tot (kNm/m)
schema 1	M-	(-7.5 + -185.25 / 2.68)			x 1.30 =	-99.53
	T	(16.87 + 380.08 / 3.765)			x 1.30 =	153.17
schema 2	M-	(0 + -120.65 / 1.43)			x 1.30 =	-109.49
	T	(0 + 184.24 / 1.43)			x 1.30 =	167.20
max	M-					-109.49
max	T					167.20

14.2.5.4 Riepilogo sollecitazioni

Sollecitazioni da carichi permanenti

strutturali

sezione sbalzo	M-	=	-11.48	(kNm/m)
sezione appoggio	M-	=	-4.20	(kNm/m)
sezione campata	M+	=	2.38	(kNm/m)

T	=	13.12	(kN/m)
T	=	9.95	(kN/m)
T	=	0.00	(kN/m)

non strutturali

sezione sbalzo	M-	=	-12.67	(kNm/m)
sezione appoggio	M-	=	2.28	(kNm/m)
sezione campata	M+	=	-1.23	(kNm/m)

T	=	11.37	(kN/m)
T	=	0.28	(kN/m)
T	=	4.60	(kN/m)

Massime sollecitazioni da carichi mobili su campata esterna

sezione corrente	M+	=	53.67	(kNm/m)
------------------	----	---	-------	---------

sezione di estremità	M+	=	107.76	(kNm/m)
----------------------	----	---	--------	---------

Massime sollecitazioni da carichi mobili su campata: TRAVE IN SEMPLICE APPOGGIO

sezione corrente	M+	=	64.61	(kNm/m)
------------------	----	---	-------	---------

sezione di estremità	M+	=	147.47	(kNm/m)
----------------------	----	---	--------	---------

M max	=	64.61	(kNm/m)
-------	---	-------	---------

M max	=	147.47	(kNm/m)
-------	---	--------	---------

Massime sollecitazioni da carichi mobili su appoggio interno

sezione corrente	M+	=	-56.70	(kNm/m)
	T	=	117.82	(kN/m)

sezione di estremità	M+	=	-109.49	(kNm/m)
	T	=	167.20	(kN/m)

CALCOLO SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE CORRENTE

Combinazioni:

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

ECC: $G_1 + G_2 + A_d + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

RARA: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

FREQUENTE: $G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

TIPO	DESCRIZIONE CARICHI	CAMPATA		SLU_1	SLU_VC	SLU_ECC	SLE_R_1	SLE_R_VC	SLE_F_1	SLE_F_VC
		M (kNm/m)	T (kN/m)							
G1	Carichi permanenti strutturali	2.38	0	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2	Carichi permanenti non strutturali	-1.23	0	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	Carichi mobili	64.61	0	1.35	1.01	0.75	1.00	0.75	0.75	0
Q4	Centrifuga	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Q5	Vento	0.00	0	0.90	1.50	0	0.60	1.00	0	0.20
Q8	Urto del veicolo in svio	0.00	0	0	0	1.00	0	0	0	0

Momento flettente (kNm)	88.78	66.97	49.61	65.76	49.61	49.61	1.15
Taglio (kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TIPO	DESCRIZIONE CARICHI	APPOGGIO CENTRALE		SLU_1	SLU_VC	SLU_ECC	SLE_R_1	SLE_R_VC	SLE_F_1	SLE_F_VC
		M (kNm/m)	T (kN/m)							
G1	Carichi permanenti strutturali	-4.20	9.95	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2	Carichi permanenti non strutturali	2.28	0.28	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	Carichi mobili	-56.70	117.82	1.35	1.01	0.75	1.00	0.75	0.75	0
Q4	Centrifuga	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0
Q5	Vento a ponte carico	0.00	0.00	0.90	1.50	0	0.60	1.00	0	0.20
Q8	Urto del veicolo in svio	0.00	0.00	0	0	1.00	0	0	0	0

Momento flettente (kNm)	-79.14	-60.00	-44.45	-58.62	-44.45	-44.45	-1.92
Taglio (kN)	172.87	133.10	98.60	128.05	98.60	98.60	10.23

CALCOLO SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE DI ESTREMITA'

Combinazioni:

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

ECC: $G_1 + G_2 + A_d + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

RARA: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

FREQUENTE: $G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

TIPO	DESCRIZIONE CARICHI	CAMPATA		SLU_1	SLU_VC	SLU_ECC	SLE_R_1	SLE_R_VC	SLE_F_1	SLE_F_VC
		M (kNm/m)	T (kN/m)							
G1	Carichi permanenti strutturali	2.38	0	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2	Carichi permanenti non strutturali	-1.23	0	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	Carichi mobili	147.47	0	1.35	1.01	0.75	1.00	0.75	0.75	0
Q4	Centrifuga	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Q5	Vento a ponte carico	0.00	0	0.90	1.50	0	0.60	1.00	0	0.20
Q8	Urto del veicolo in svio	0.00	0	0	0	1.00	0	0	0	0

Momento flettente (kNm)	200.64	150.87	111.75	148.62	111.75	111.75	1.15
Taglio (kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TIPO	DESCRIZIONE CARICHI	APPOGGIO CENTRALE		SLU_1	SLU_VC	SLU_ECC	SLE_R_1	SLE_R_VC	SLE_F_1	SLE_F_VC
		M (kNm/m)	T (kN/m)							
G1	Carichi permanenti strutturali	-4.20	9.95	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2	Carichi permanenti non strutturali	2.28	0.28	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	Carichi mobili	-109.49	167.20	1.35	1.01	0.75	1.00	0.75	0.75	0
Q4	Centrifuga	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0
Q5	Vento a ponte carico	0.00	0.00	0.90	1.50	0	0.60	1.00	0	0.20
Q8	Urto del veicolo in svio	0.00	0.00	0	0	1.00	0	0	0	0

Momento flettente (kNm)	-150.40	-113.45	-84.04	-111.41	-84.04	-84.04	-1.92
Taglio (kN)	239.53	183.10	135.63	177.43	135.63	135.63	10.23

14.2.6 Verifica sezione in campata

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZIONE ESTREMITA' - CAMPATA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0.20	
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Rare:	99999.000	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-46.0	6.0	20
2	-46.0	26.0	20
3	46.0	26.0	20
4	46.0	6.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	20064	0	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	14862	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	11175 (1531)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	11175 (2037)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	20064	0	0	25916	0	1.292	31.4(4.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00409	-50.0	30.0	0.00114	-46.0	26.0	-0.01066	-46.0	6.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000590162	-0.014204865	0.247	0.749

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
Srm Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
K3 Coeff.(§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess. Apertura fessure in mm. (Ap.Limite =99999.000 mm) Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	112.0	50.0	30.0	-2309	35.8	6.0	1000	31.4	156	0.139	0.300

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	-----	----	-----------

1	S	84.2	-50.0	30.0	-1736	15.3	6.0	1000	31.4	156	0.139	0.226
---	---	------	-------	------	-------	------	-----	------	------	-----	-------	-------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	84.2	-50.0	30.0	-1736	15.3	6.0	1000	31.4	156	0.139	0.226

14.2.7 Verifica sezione in appoggio centrale

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZIONE ESTREMITA' - APPOGGIO

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0.20	
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Rare:	99999.000	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-46.0	6.0	20
2	-46.0	26.0	20
3	46.0	26.0	20
4	46.0	6.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	8	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	-15040	0	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-11141	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-8404 (-1865)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-8404 (-2472)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	-15040	0	0	-27758	0	1.846	31.4(4.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00278	-50.0	0.0	0.00057	-46.0	6.0	-0.00921	46.0	26.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000488742	0.003500000	0.275	0.784

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
Srm	Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
K3	Coeff.(§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. (Ap.Limite =99999.000 mm) Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	77.8	50.0	30.0	-1614	35.8	26.0	950	31.4	115	0.142	0.150

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	58.7	-50.0	30.0	-1217	46.0	26.0	950	31.4	115	0.142	0.114

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	58.7	-50.0	30.0	-1217	46.0	26.0	950	31.4	115	0.142	0.114