

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

A2 - TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

115T- SOTTOVIA VIA RIVANI 19+341

Relazione di Calcolo Esistente

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	1
111465	0000	PD	A2	O17	ST115	00000	R	S T R	1164	-2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE		
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data	
	REDATTO:	-		VERIFICATO:				-	
								0	DICEMBRE 2017
								1	SETTEMBRE 2019
						2	SETTEMBRE 2020		
						3	-		
						4	-		

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	5
1.1	INDAGINI ESEGUITE	5
1.2	DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE	8
1.2.1	Struttura anni '60.....	8
1.2.2	Primo allargamento	8
1.3	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA	8
1.4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
1.5	CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE.....	13
1.6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
1.6.1	Struttura anni '60.....	14
1.6.2	Primo allargo.....	14
1.7	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	16
1.7.1	Terreno di rilevato.....	16
1.7.2	Terreno di fondazione	16
1.8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	17
1.9	SOFTWARE DI CALCOLO	19
1.10	CONVENZIONI GENERALI.....	20
1.10.1	Unità di misura	20
2	IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI AMPLIAMENTO NORD	21
2.1	ANALISI GLOBALE.....	21
2.1.1	Modellazione strutturale.....	21
2.1.2	Fasi di analisi	22
2.2	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE.....	23
2.2.1	Descrizione generale	23
2.2.2	Sezioni di verifica.....	24
2.2.3	Analisi delle condizioni statiche	24
2.2.4	Analisi delle condizioni sismiche	24
2.2.5	Metodologia di verifica	25
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	26
2.4	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	26
2.5	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	27
3	ANALISI DEI CARICHI	29
3.1	PREMESSA.....	29
3.2	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 1	29
3.2.1	Peso proprio delle travi di impalcato	29
3.2.2	Peso proprio della soletta in c.a.	30
3.3	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 2	30
3.3.1	Sovraccarichi permanenti.....	30
3.3.2	Cedimenti vincolari.....	32
3.3.3	Reologia calcestruzzo.....	32

3.4	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 3	32
3.4.1	Variazioni termiche	32
3.4.2	Azione del vento	34
3.4.3	Azione variabili da traffico	34
3.4.4	Resistenze parassite dei vincoli	40
3.5	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	40
3.5.1	Carichi permanenti strutturali.....	40
3.5.2	Carichi permanenti non strutturali.....	40
3.5.3	Spinta del terreno.....	40
3.5.4	Sovraccarico accidentale.....	40
3.6	AZIONE SISMICA.....	40
3.7	CARICHI SU BARRIERE FOA.....	41
3.7.1	Peso proprio strutturale	41
3.7.2	Vento	41
3.7.3	Pressione dinamica veicolare	41
3.7.4	Pressione dinamica da rimozione neve.....	42
4	ANALISI IMPALCATI ESISTENTI.....	43
4.1	COMBINAZIONI DI CARICO.....	43
4.2	SOLLECITAZIONI AGENTI.....	75
4.2.1	Verifica longitudinale impalcato anni '60.....	79
4.2.2	Verifica trasversale impalcato anni '60	86
4.2.3	Verifica travi longitudinali primo allargo.....	89
5	ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE	96
5.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	96
5.2	SPALLE STRUTTURA ORIGINARIA	96
5.2.1	Geometria di verifica.....	97
5.2.2	Coefficienti sismici.....	100
5.2.3	Analisi delle sollecitazioni da impalcato	101
5.2.4	Analisi delle sollecitazioni in fondazione.....	107
5.2.5	Combinazioni di calcolo.....	109
5.2.6	Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione.....	110
5.2.7	Verifica capacità portante del plinto di fondazione.....	112
5.3	SPALLE STRUTTURA I° ALLARGO	114
5.3.1	Geometria di verifica.....	114
5.3.2	Coefficienti sismici.....	117
5.3.3	Analisi delle sollecitazioni da impalcato	118
5.3.4	Analisi delle sollecitazioni in fondazione.....	124
5.3.5	Combinazioni di calcolo.....	126
5.3.6	Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione.....	128
5.3.7	Verifica capacità portante del plinto di fondazione.....	130

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 2: MURI ANDATORI E SOLETTONE IN DESTRA.....	9
FIGURA 3: ARMATURA SOLETTONE.....	9
FIGURA 4: DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	10
FIGURA 5: PRIMO AMPLIAMENTO - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO CORSIA LATO NORD.....	11
FIGURA 6: PRIMO AMPLIAMENTO – SEZIONE TIPO CORDOLO LATO NORD.....	11
FIGURA 9: CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1.....	13
FIGURA 10: MODELLO FEM.....	22
FIGURA 11: MODELLO FEM “ESTRUSO”.....	22
FIGURA 12: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L’EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2008).....	27
FIGURA 13: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2008).....	27
FIGURA 14: VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2008).....	28
FIGURA 15: COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2008).....	28
FIGURA 16: SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2008).....	34
FIGURA 17: INTENSITÀ DEI CARICHI Q _{IK} E Q _{IK} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2008).....	34
FIGURA 18: DISPOSIZIONE I.I.....	35
FIGURA 19: DISPOSIZIONE I.II.....	35
FIGURA 20: DISPOSIZIONE I.III.....	35
FIGURA 21: DISPOSIZIONE II.I.....	36
FIGURA 22: DISPOSIZIONE II.II.....	36
FIGURA 23: DISPOSIZIONE III.I.....	36
FIGURA 24: DISPOSIZIONE III.II.....	36
FIGURA 25: DISPOSIZIONE IV.I.....	37
FIGURA 26: DISPOSIZIONE IV.II.....	37
FIGURA 3-12. VALORI CARATTERISTICI.....	39
FIGURA 3-13. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2008).....	39
FIGURA 29: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.I2.....	75
FIGURA 30: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.II2.....	75
FIGURA 31: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.III2.....	76
FIGURA 32: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI II.I2.....	76
FIGURA 33: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI II.II2.....	76
FIGURA 34: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI III.I2.....	76
FIGURA 35: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI III.II2.....	77
FIGURA 36: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI IV.I2.....	77
FIGURA 37: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI IV.II2.....	77
FIGURA 38: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.I1.....	77
FIGURA 39: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.II1.....	78
FIGURA 40: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.III1.....	78
FIGURA 41: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI II.I1.....	78

FIGURA 42: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI II.II1	78
FIGURA 43: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI III.I1	78
FIGURA 44: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI III.II1	79
FIGURA 45: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI IV.I1	79
FIGURA 46: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI IV.II1	79
TABELLA 5-1. CARATTERIZZAZIONE SPALLE	96
FIGURA 5-1. SCHEMA DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA	99
FIGURA 5-8. SCHEMA DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA	117

1 INTRODUZIONE

Questa relazione riporta le verifiche delle strutture esistenti dell'opera in oggetto nella configurazione di progetto. I modelli agli elementi finiti utilizzati nelle analisi sono quindi gli stessi utilizzati per la parte in allargamento.

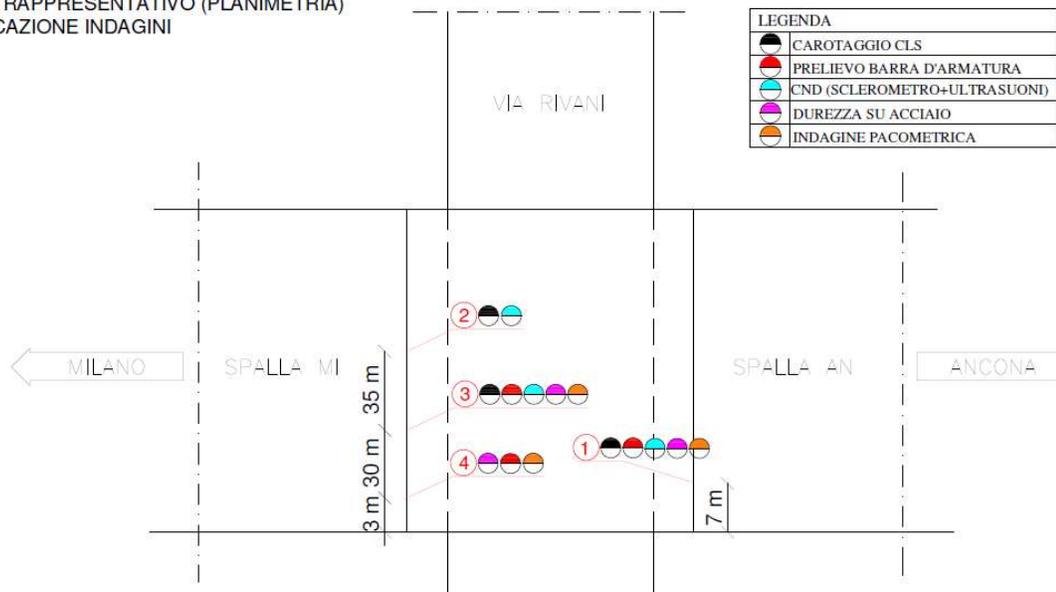
1.1 INDAGINI ESEGUITE

Oltre a un rilievo geometrico, sulle spalle del viadotto esistente sono state condotte le seguenti indagini atte a caratterizzare i materiali esistenti:

- 3 prelievi di carote in cls (3 prove di compressione + 3 carbonatazione)
- 3 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (barre e staffe)
- 3 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni)
- 3 prove di durezza su barre d'armatura
- 3 indagini pacometriche

Si riporta lo schema planimetrico delle ubicazioni delle indagini effettuate:

SCHEMA RAPPRESENTATIVO (PLANIMETRIA)
 PER UBICAZIONE INDAGINI



Le indagini pacometriche hanno condotto ai seguenti rilievi:

codice: ID1	elemento: SPALLA LATO AN (pacometria)																				
		Barre orizzontali		diámetro:	Ø20	tipo:	A.M.	ricoprimento:	35 mm	passo:	200 mm	Barre verticali		diámetro:	Ø14	tipo:	A.M.	ricoprimento:	15 mm	passo:	250 mm
		Barre orizzontali																			
		diámetro:	Ø20																		
		tipo:	A.M.																		
		ricoprimento:	35 mm																		
		passo:	200 mm																		
		Barre verticali																			
		diámetro:	Ø14																		
		tipo:	A.M.																		
		ricoprimento:	15 mm																		
passo:	250 mm																				

codice: ID3	elemento: SPALLA LATO MI - PARTE NUOVA (pacometria)																				
		Barre orizzontali		diámetro:	Ø20	tipo:	A.M.	ricoprimento:	30 mm	passo:	200 mm	Barre verticali		diámetro:	Ø20	tipo:	N.R.	ricoprimento:	50 - 60 mm	passo:	200 mm
		Barre orizzontali																			
		diámetro:	Ø20																		
		tipo:	A.M.																		
		ricoprimento:	30 mm																		
		passo:	200 mm																		
		Barre verticali																			
		diámetro:	Ø20																		
		tipo:	N.R.																		
		ricoprimento:	50 - 60 mm																		
passo:	200 mm																				

codice: ID4	elemento: SPALLA MI - PARTE NUOVA (pacometria)																				
		Barre orizzontali		diámetro:	Ø14	tipo:	N.R.	ricoprimento:	30 mm	passo:	350 mm	Barre verticali		diámetro:	Ø14	tipo:	N.R.	ricoprimento:	30 mm	passo:	200 mm
		Barre orizzontali																			
		diámetro:	Ø14																		
		tipo:	N.R.																		
		ricoprimento:	30 mm																		
		passo:	350 mm																		
		Barre verticali																			
		diámetro:	Ø14																		
		tipo:	N.R.																		
		ricoprimento:	30 mm																		
passo:	200 mm																				

Le prove a rottura dei provini di cls prelevati hanno condotto ai risultati riportati nella tabella seguente dove si notano valori piuttosto dispersi della resistenza cilindrica compresi tra 15.6 MPa e 53.3 MPa:

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	f _{ck} [MPa]	R _{C1} [MPa]	penetrazione CO ₂ [mm]
		Diametro [mm]	Lunghezza [mm]	λ = L / D					
SPALLA ANCONA	ID1	94	98	1.04	2463	363.8	52.4	53.3	25
SPALLA MILANO	ID2	94	90	0.96	2105	108.2	15.6	15.3	tutto il profilo
SPALLA MILANO	ID3	94	97	1.03	2310	271.2	39.1	39.6	34

Le prove sclerometriche confermano quanto sopra riportato:

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																	
CONTRASSEGNO/ ELEMENTO	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA [MPa]	Rc STIMATA [MPa]	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N												
	spazio (L) [cm]	tempo (T) [us]	velocità (V) [m/s]		valori misurati in sito												Is medio
ID1/spalla AN	40	102.60	4288	INDIRETTA	50	53	55	50	52	50	51	50	53	54	51.8	53.3	45.4
ID2/spalla MI	40	224.80	1957	INDIRETTA	44	48	55	56	58	48	48	60	50	55	1	15.3	15.3
ID3/spalla MI	40	114.80	3833	INDIRETTA	38	40	39	42	36	40	34	41	42	40	39.2	39.6	35.1

Le prove di trazione sulle barre prelevate hanno condotto a tensioni di snervamento comprese tra 496.1 MPa e 600.1 MPa e tensioni di rottura comprese tra 626.3 MPa e 801.6 MPa:

PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009												
Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa volumica m _v [kg/m ³]	Carico di snervamento F _s [kN]	Carico di rottura F _t [kN]	tensione di snervamento f _s [MPa]	tensione di rottura f _t [MPa]	rapporto tensioni f _t /f _s	allungamento a rottura ε [%]
			D [mm]	φ [mm]	L [mm]							
spalla Ancona	ID1	BARRA A.M.	14	14.05	370.00	7900.89	92.97	124.20	600.1	801.6	1.34	26.6
spalla Milano	ID2	BARRA A.M.	14	14.00	356.00	7846.44	76.33	96.36	496.1	626.3	1.26	20.1
spalla Milano	ID3	BARRA A.M.	20	19.96	300.00	7835.32	167.52	199.10	535.5	634.9	1.19	22.8

Infine le prove non distruttive condotte sull'acciaio conducono a risultati leggermente inferiori a quelli ottenuti nelle prove distruttive:

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO						
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE [MPa]	
1	SPALLA AN/ID1	barra	183.0	183.0	815.0	
			184.0			
			182.0			
3	SPALLA MMD3	barra	191.0	191.3	638.0	
			190.0			
			193.0			
4	SPALLA MMD4	barra	178.0	178.0	595.0	
			179.0			
			177.0			

In generale la spalla lato Rimini (indicata come lato Ancona) risulta avere materiali strutturali di caratteristiche migliori rispetto a quelle lato Bologna (indicata come lato Milano).

1.2 DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

1.2.1 Struttura anni '60

Relativamente alla struttura originaria del ponte risultano disponibili i seguenti elaborati:

- relazione di calcolo dell'impalcato
- tavola relativa alla disposizione dei carichi e dei flessimetri per il collaudo statico
- verbale di collaudo statico
- disegni esecutivi di carpenteria e armatura

Altre informazioni non utili agli scopi della relazione ma comunque disponibili non sono qui elencate.

1.2.2 Primo allargamento

- Tav. 54 carpenteria: ampliamento carreggiata sud: pianta fondazione e sezioni
- Tav. 55 carpenteria: ampliamento carreggiata sud: vista dall'alto, prospetto e sezioni
- Tav. 56 carpenteria: ampliamento carreggiata nord: pianta fondazione, sezioni e prospetto
- Tav. 57 carpenteria: ampliamento carreggiata nord: pianta impalcato e sezioni
- Tav. 58 carpenteria: ampliamento carreggiata nord: particolari ritegni sismici
- Tav. 59 carpenteria: vista dall'alto e particolari costruttivi rinforzo impalcato
- Tav. 60 armatura: ampliamento carreggiata nord: armatura impalcato
- Tav. 61 armatura: ampliamento carreggiata sud: pianta piante e sezioni
- Tav. 62 armatura: ampliamento carreggiata nord spalla direzione bologna
- Tav. 63 armatura: ampliamento carreggiata nord spalla direzione rimini
- Tav. 64 opere di consolidamento spalla esistente carreggiata nord sezioni e particolari

Altre informazioni non utili agli scopi della relazione ma comunque disponibili non sono qui elencate.

1.3 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del ponte è stata realizzata negli anni '60 con tipologia strutturale costituita da due impalcati isostatici a solettone in c.a. dello spessore di 65 cm gettati in opera su spalle a gravità. L'impalcato presenta una notevole obliquità pari a circa 38°. La relazione di calcolo originaria riporta una luce in retto di circa 10 m e una luce in obliquo di 12.36 m. Si riportano alcune immagini prese dalle tavole originali.

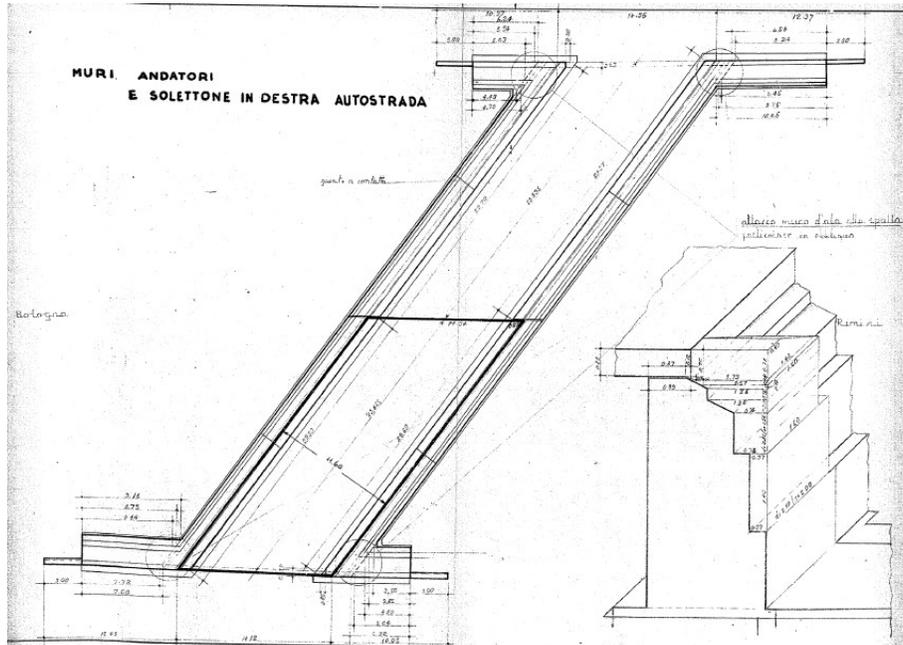


Figura 1: muri andatori e solettoni in destra

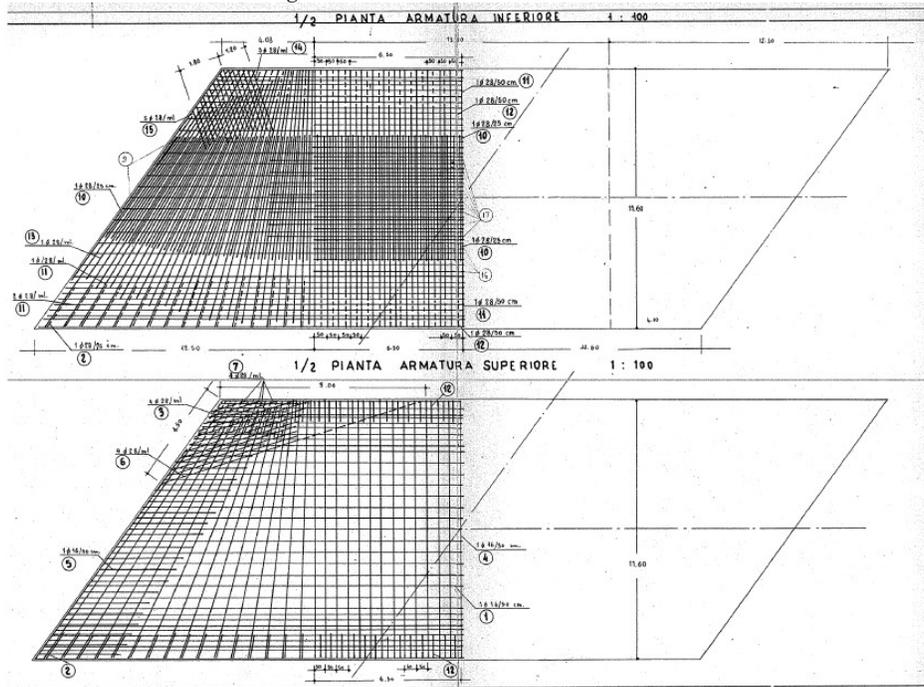


Figura 2: armatura solettone

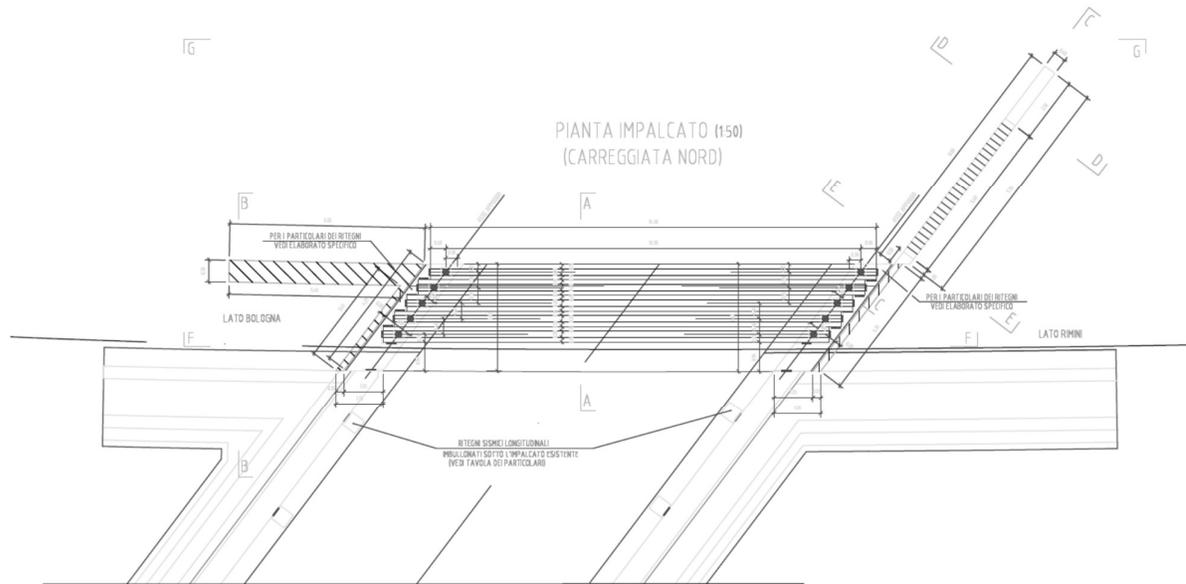


Figura 4: Primo ampliamento - Intervento di adeguamento corsia lato Nord

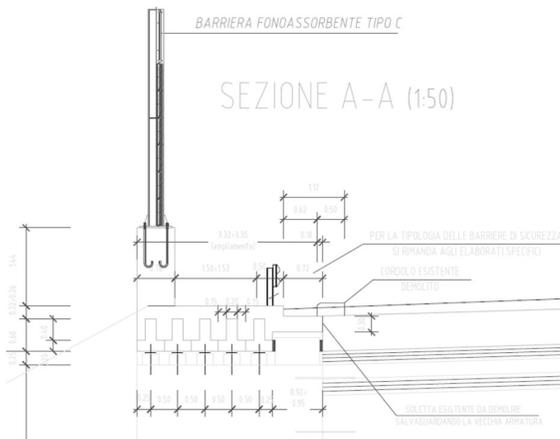


Figura 5: Primo ampliamento – Sezione tipo cordolo lato nord

Per il lato a sud (direzione Rimini), l'intervento è consistito nella realizzazione di un cordolo a sostegno della barriera acustica” di bordo. Il cordolo è indipendente dalla soletta originaria ed è sostenuto da nuove spalle in c.a. realizzata come “contro-placcaggio” di quelle esistenti.

1.4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici). In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’ Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [5] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [7] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [8] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [9] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [10] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [12] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [13] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [15] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [16] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [17] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [18] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [19] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [20] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [21] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [22] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [23] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [24] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [25] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [26] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [27] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti -
- [28] Autostrade per l’Italia – Direzione sviluppo rete per l’Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere

1.5 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

Tmin = -15 °C

Tmax = 45 °C

Per l'umidità ambientale si assume:

RH = 80 %

Ai fini dell'individuazione di dettaglio delle proprietà dei materiali, si farà riferimento alle seguenti classi di esposizione, il cui significato è esplicitato nella tabella di seguito riportata:

soletta: XC4

fondazioni: XC2

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

prospetto 4.1 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 6: Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

1.6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.6.1 Struttura anni '60

Calcestruzzo impalcato: C35/45

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 45\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 22.41\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 16.81\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.35\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.34\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 3625\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta equivalente a B450C

$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$
$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$
$E_S = 210000\text{MPa}$
$\nu_S = 0.3$

1.6.2 Primo allargo

Calcestruzzo per travi impalcato c.a.: C45/55

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 55\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 45.65\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 27.39\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 20.54\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 25.87\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.83\text{MPa}$

Tensione caratteristica a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68 \text{MPa}$$

Resistenza di calcolo a trazione

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79 \text{MPa}$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 36416 \text{MPa}$$

Acciaio per armatura lenta equivalente a B450C

$$f_{yk} \geq 450.0 \text{MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540.0 \text{MPa}$$

$$E_S = 210000 \text{MPa}$$

$$\nu_S = 0.3$$

1.7 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

1.7.1 Terreno di rilevato

Per il terreno di rilevato a tergo delle spalle, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito: $\varphi' = 35^\circ$

coesione: $c' = 0$

peso proprio: $\gamma = 20\text{kN/m}^3$

1.7.2 Terreno di fondazione

Tabella I: Stato di fatto

	CARR	FONDAZIONI PRIMO AMPLIAMENTO			FONDAZIONI SECONDO AMPLIAMENTO		
		TIPO	QUOTA	NOTA	TIPO	QUOTA	NOTA
SPALLA LATO MILANO	NORD	DIRETTA	51.07	B=2.20	DIRETTA	51.57	B=6.80
	SUD	DIRETTA	51.07	B=2.20	DIRETTA	51.58	B=5.00
SPALLA LATO TARANTO	NORD	DIRETTA	51.07	B=2.20	DIRETTA	51.57	B=6.80
	SUD	DIRETTA	51.07	B=2.20	DIRETTA	51.58	B=5.00

Tabella II: Indagini geognostiche di riferimento

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S21	1984	19+340	54.00	35.00	-
CPT15	1984	19+340	54.20	10.00	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);

CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
52.00	0.00 ÷ 7.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	7.00 ÷ 28.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VI
	28.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	35.00 ÷ 40.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VI

Tabella IV: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03±0.04	3E-07	50 +3.3 z	20

Tabella V: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03±0.04	3E-07	60 + (z-3)	20

Tabella VI: Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

γ_t = peso di volume del terreno
 c' = coesione efficace
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 E' = modulo di elasticità
 σ'_{pre} = tensione di preconsolidazione
 CR = angolo di resistenza al taglio
 RR = modulo di elasticità
 C_v = coeff. di consolidazione verticale
 C_u = coesione non drenata
 E_u = mod di elasticità in condiz. non drenate

1.8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita ai Comuni interessati dagli interventi di ampliamento.

Coordinate nel sistema ED50: LON: 11.394 LAT: 44.492

Sito in esame.

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16731 Lat: 44.516 Lon: 11.388 Distanza: 2677.77

Sito 2 ID: 16732 Lat: 44.517 Lon: 11.458 Distanza: 5779.32

Sito 3 ID: 16953 Lat: 44.466 Lon: 11.389 Distanza: 2950.02

Sito 4 ID: 16954 Lat: 44.467 Lon: 11.459 Distanza: 5882.68

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente C_u : 2

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento:

10 %

T_R :

975 anni

a_g :

0.215 g = 2.109 m/s²

F_0 :	2.428
T_c^* :	0.315 s
S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.50
S_T : coefficiente di amplificazione topografica	1.00
$S = S_S \times S_T =$	1.50
β_m : coefficiente di riduzione a_g	1.00
a_{max}	3.163 m/s ²
k_h : coefficiente sismico orizzontale	0.322
k_v : coefficiente sismico verticale	± 0.161

1.9 SOFTWARE DI CALCOLO

L'analisi FEM dell'impalcato è condotta con il software **SAP2000 versione 15** prodotto dalla CSI *Computer & Structures inc.* L'accuratezza dei modelli e dei risultati è ampiamente dimostrata nei manuali a corredo del software.

È stata formulata dai produttori una serie completa di problemi e esempi progettati per testare i vari elementi e le funzionalità di analisi del programma. I risultati prodotti da SAP2000 sono stati confrontati con fonti indipendenti, ad esempio con i risultati eseguiti a mano, risultati teorici o pubblicati, o risultati ottenuti da altri programmi agli elementi finiti. Il confronto dei risultati è fornito sotto forma di tabella per ogni esempio.

Per i confronti sono previsti tre livelli di esito:

- esatto: Non c'è alcuna differenza tra i risultati ottenuti in SAP2000 e i risultati indipendenti entro la precisione del calcolo nel software e del calcolo indipendente;
- accettabile: il valore delle sollecitazioni o degli spostamenti ottenuti in SAP2000 non si differenzia per più del 5% dai risultati di confronto; per le tensioni interne il rapporto diventa del 10%;
- inaccettabile: i valori superano le soglie definite al punto precedente.

Negli esempi di confronto per gli elementi monodimensionali l'analisi ha condotto a risultati in molti casi esatti rispetto alle soluzioni indipendenti.

La precisione dei risultati ottenuti in SAP2000 per certe classi di esempi di strutture a telaio è dipesa dalla discretizzazione delle strutture stesse. In tali casi la precisione dei risultati aumenta all'aumentare della discretizzazione del modello. A corredo del software è fornita ampia documentazione in cui sono dettagliati tutti gli esempi e i risultati ottenuti.

Per le verifiche tensionali delle sezioni in c.a. si impiega il software di calcolo **VcaStu**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'analisi dei diaframmi si impiega il software di calcolo **Paratie Plus 2017** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus 2017 è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verranno presentate di volta in volta.

La verifica a mensola tozza del ritegno sismico trasversale è condotta con il programma **IS Mensola**, programma dedicato all'analisi di mensole tozze secondo l'Eurocodice 2, versione UNI EN 1992-1-1:2005 (6.2.2; 6.5; J.3). Il programma è prodotto e distribuito dalla Cdm Dolmen di Torino.

1.10 CONVENZIONI GENERALI

1.10.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: [m]
 Forze: [kN]
 Tensioni: [MPa]

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

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F_x: azione assiale;
 F_y: azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;
 M_z: momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

2 IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI AMPLIAMENTO NORD

2.1 ANALISI GLOBALE

Le analisi strutturali, a causa della diversa tipologia strutturale degli allargamenti nord e sud considera entrambi gli allargamenti.

L'allargamento nord considera la platea originaria degli anni '60 modellata a graticcio, il primo allargamento del 2004 e l'allargamento oggetto del presente progetto esecutivo. Per quanto concerne la spalla, data la quasi simmetria delle due è stata considerata solo quella lato Rimini i risultati del quale sono stati estesi alla spalla lato Bologna.

2.1.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale è stato considerato in generale un modello ad elementi finiti che schematizza l'impalcato mediante un graticcio di travi dotate delle opportune inerzie in funzione della fase di carico.

In considerazione del giunto longitudinale presente in mezzera della struttura originaria (spartitraffico autostradale) si è modellata metà dell'intero impalcato.

Il modello è quindi composto da tre porzioni tra loro connesse:

- l'impalcato originario modellato a graticcio assemblato con elementi longitudinali di sezione 50cmx65cm e 8 traversi di sezione circa pari a 120cmx65cm;
- il primo allargamento del 2004 modellato con 5 travi longitudinali nella configurazione finale (c.a.p. + getto di completamento) più un elemento trave a modellare uno sbalzo di 30 cm lato impalcato originario e 3 elementi trasversali a modellare la soletta di completamento;
- l'allargamento in progetto che presenta 16 travi longitudinali e traversi in corrispondenza di quelli del primo allargamento. Un 17 elemento è presente a modellare la parte gettata in opera a sostegno della FOA.

Si riportano di seguito le immagini del modello analizzato:

- La prima mostra la struttura del modello, evidenziando lo schema dell'impalcato come graticcio di elementi "frame";
- La seconda riporta invece una vista estrusa del modello con la rappresentazione in verde delle travi dell'impalcato nuovo e in rosa di quelle che formano l'opera originale.

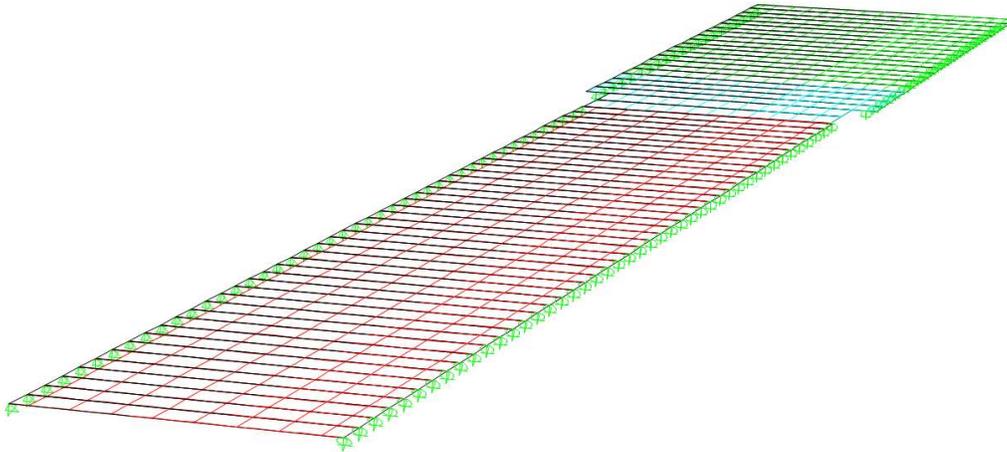


Figura 7: modello FEM

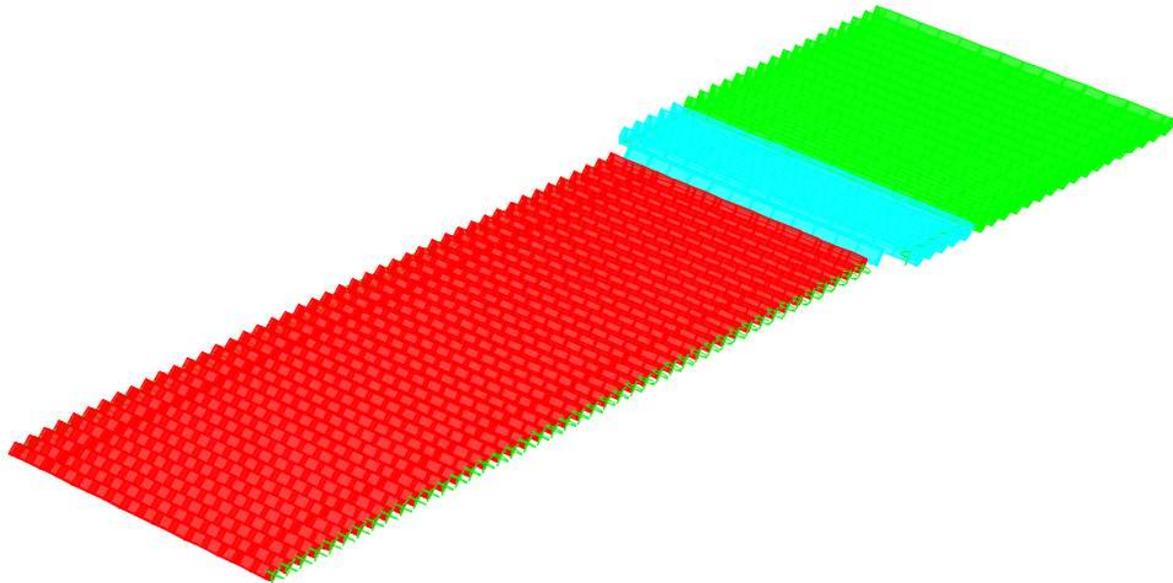


Figura 8: modello FEM "estruso"

Il modello presenta inoltre elementi non strutturali utilizzati per l'applicazione dei carichi costituiti da aree a inerzia nulla usate per distribuire i carichi di superficie e elementi unilineari a rigidità quasi nulla per definire con precisione i punti di applicazione dei carichi stradali di tipo tandem.

2.1.2 Fasi di analisi

L'intervento di ampliamento strutturale sarà scandito da fasi di realizzazione costruttiva alle quali corrisponderanno anche fasi di analisi strutturale.

Le prime vanno ad indicare le modalità di realizzazione della struttura in ampliamento, mentre le seconde (basandosi sulle prime) definiscono le caratteristiche strutturali ed i carichi strutturali agenti.

Le caratteristiche geometrico - statiche delle sezioni reagenti di impalcato si differenziano in funzione delle fasi di costruzione.

Per la parte nuova (struttura a travi in c.a.p. accostate e soletta collaborante in opera) si terrà conto del succedersi delle seguenti 3 fasi di vita della struttura:

Fase 1

- posizionamento travi in c.a.p. accostata e getto della soletta collaborante in c.a.;
- sezione reagente: solo travi in c.a.p.;
- carichi agenti: peso proprio travi, peso proprio getto di completamento a fianco delle travi,
- peso proprio soletta.

Fase 2

- indurimento soletta gettata e solidarizzazione con le travi in c.a.p.;
- posa in opera/esecuzione di manto stradale, cordoli/marciapiedi, guardrail, parapetti, barriere fonoassorbenti (opere di arredo stradale);
- sezione reagente: travi in c.a.p + soletta collaborante;
- carichi agenti: sovraccarichi permanenti portati.

Fase 3

- vita in esercizio del ponte finito;
- sezione reagente: travi in c.a.p + soletta collaborante.

2.2 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE

2.2.1 Descrizione generale

Le sottostrutture appartenenti alla porzione di impalcato in ampliamento, spalle e pile (laddove presenti), sono considerate come corpi separati e verificate di conseguenza.

L'analisi è condotta con l'ausilio di modelli di calcolo ad elementi finiti ovvero fogli elettronici che tengano conto delle azioni derivanti dall'impalcato e agenti direttamente sul paramento e sulla fondazione. L'analisi è di tipo "bidimensionale": non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato.

L'analisi determina le massime sollecitazioni allo spiccato della fondazione per la verifica del paramento o della pila. Determina, altresì, le sollecitazioni risultanti nel baricentro della plinto di fondazione con le quali condurre le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi fondazionali (i risultati sono riassunti in un elaborato specifico).

L'analisi e la verifica strutturale del plinto di fondazione è condotta attraverso l'utilizzo di modelli di calcolo ad elementi finiti e/o fogli elettronici.

L'analisi e la verifica strutturale dei muri d'ala e del paraghiaia è condotta mediante modelli di calcolo locali.

Qualora le spalle di uno stesso ampliamento o dei due ampliamenti, se presenti, posseggano caratteristiche geometriche (estensione, altezza e spessore del paramento; estensione, larghezza e spessore della fondazione) e strutturali (tipologia strutturale del paramento e degli elementi fondazionali) simili, l'analisi verrà condotta su un'unica spalla, quella con le sopra citate "condizioni al contorno" più sfavorevoli. In favore di sicurezza, tale spalla verrà considerata come "fissa", ovvero atta a portare le sollecitazioni orizzontali derivanti dall'impalcato. La scelta di

procedere con l'analisi di un'unica spalla è giustificata da tabelle di confronto e convalidata, se fosse necessario, da calcoli semplificati riportati in allegato. Lo stesso criterio verrà adottato per le pile appartenenti a due differenti allargamenti della stessa opera.

L'impalcato possiede la schema statico di una trave a singola campata in semplice appoggio. Le analisi strutturali delle spalle sono condotte separatamente dall'analisi della sovrastruttura.

2.2.2 Sezioni di verifica

Si considerano le seguenti sezioni di verifica:

- sezione di spiccato del paramento, coincidente convenzionalmente con l'estradosso della fondazione;
- sezione di spiccato del paraghiaia;
- sezioni di incastro del muro d'ala;
- sezioni di incastro delle mensole di fondazione.

2.2.3 Analisi delle condizioni statiche

L'analisi in condizioni statiche delle spalle e delle pile è condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e nel cap.3 delle NTC2008.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nel cap.2 delle NTC2008, in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

In particolare sono prese in esame le seguenti combinazioni:

- 1) Stato Limite Ultimo
 - Combinazione STR
 - Combinazione GEO
- 2) Stato Limite di Esercizio
 - Combinazione Caratteristica o Rara
 - Combinazione Frequente
 - Combinazione Quasi Permanente

Per l'esame delle combinazioni di Stato Limite Ultimo prettamente geotecniche (GEO) si rimanda all'apposita relazione geotecnica della struttura in esame.

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, sono elaborati gli involuipi delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, complete dei rispettivi valori concomitanti.

La spinta del terreno a tergo delle spalle è valutata in condizioni a riposo, qualora la struttura sia su fondazione profonda. Si considera, invece, la spinta attiva nel caso di spalla su fondazione diretta.

2.2.4 Analisi delle condizioni sismiche

Per lo studio del comportamento della pila in fase sismica, si procede ad effettuare un'analisi statica equivalente.

L'input sismico è definito in base a quanto richiesto dalla vigente normativa italiana, così come di seguito riportato.

La definizione dello spettro è dettata dalla scelta di alcuni parametri che descrivono la tipologia dell'opera in esame (vita nominale V_N legata al tipo di costruzione e classe d'uso C_U) e di altri che individuano la probabilità di superamento P_{VR} di un determinato livello di intensità sismica in un

assegnato periodo di tempo V_R , vita di riferimento. L'intensità sismica viene specificata in termini di periodo medio di ritorno T_R , definito a sua volta in funzione di P_{VR} e V_R .

In fase di verifica si è fatto riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLU-SLV).

Di seguito si riportano i valori dei parametri sopra citati.

$V_N = 50$ anni (opere ordinarie)

$C_U = 2.0$ (classe IV)

$P_{VR} = 10\%$ (Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita – SLU-SLV)

$V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

$T_R = 949$ anni

L'azione sismica viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito della costruzione, specificata in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale. I parametri locali di sito necessari per la costruzione delle forme spettrali risultano i seguenti:

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

L'amplificazione del moto sismico dipende, invece, dalla natura del terreno su cui poggia l'opera in esame.

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione.

Per il dimensionamento/verifica sia dell'elevazione che della fondazione delle pile si è optato per rimanere in campo elastico tramite l'assunzione di un coefficiente di struttura unitario ($q = 1.0$).

L'analisi strutturale della spalla in condizioni sismiche è eseguita un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2008.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

con S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m può assumere valore unitario.

La componente dinamica delle spinta del terreno a tergo della spalla è valutata in condizioni attive secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

2.2.5 Metodologia di verifica

Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

In particolare vengono effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione e taglio del paramento e del plinto di fondazione delle spalle.

2.3 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Nei capitoli successivi si riportano l'analisi e le verifiche delle strutture in elevazione che riguardano l'ampliamento del sottovia oggetto della presente relazione di calcolo.

Sono altresì riportate l'analisi e le verifiche strutturali della porzione di struttura in elevazione originaria del sottovia e di quella che ha realizzato il primo ampliamento.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali ed il fattore di confidenza, dati di input per l'analisi della porzione esistente, sono definite al capitolo precedente della relazione di calcolo.

Per quanto riguarda la sovrastruttura, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta in cemento armato) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.

Per quanto riguarda le sottostrutture, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi ed è quanto effettuato per le strutture di nuova realizzazione. L'analisi è di tipo "bidimensionale" e riguarda ciascuna delle sezioni trasversali "tipiche" della spalla: struttura originaria e struttura del primo ampliamento. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (paramento e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa. Le verifiche strutturali e geotecniche sulle opere fondazionali indirette e le verifiche geotecniche sulle opere fondazionali dirette sono contenute in uno specifico elaborato di calcolo.

Qualora le verifiche non risultano soddisfatte, è presentato il progetto strutturale o geotecnico dell'intervento da eseguire.

2.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2008).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (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), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- 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 ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

2.5 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2008.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 9: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2008)

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Figura 10: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2008)

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2008.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 11: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2008)

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Esecuzione		0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Figura 12: Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2008)

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 PREMESSA

Di seguito si riportano in dettaglio i vari contributi di carico considerati nell'analisi strutturale. Per quanto riguarda i carichi agenti direttamente sull'impalcato, si specifica puntualmente il valore in riferimento alla fase di analisi trattata e della porzione di impalcato ineteressata (impalcato originario, porzione di impalcato relativa al primo allargamento, porzione di impalcato di nuova realizzazione). Si riporta qui di seguito la descrizione sintetica della modellazione FEM dell'impalcato in oggetto.

	tipologia strutturale	modello FEM
impalcato originario	impalcato a piastra gettata in opera spessore 65 cm (da disegni progettuali originali)	a graticcio
I allargamento	travi affiancate in cap sezione a T rovescia 50/20x60/20 con getto di completamento di 20 cm altezza finale impalcato 80 cm (da progetto costruttivo)	a graticcio
allargamento in progetto	travi affiancate in cap sezione a T rovescia 50/20x50/20 con getto di completamento di 20 cm altezza finale impalcato 70 cm	a graticcio

3.2 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 1

3.2.1 Peso proprio delle travi di impalcato

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al loro peso specifico (vedi capitolo relativo alle "Caratteristiche dei materiali").

Il carico dovuto al peso proprio è stato inserito come carico esterno e non computato in automatico dal software.

Le sollecitazioni dovute al peso proprio dell'esistente che il modello FEM trasferisce anche sull'allargamento in progetto non sono considerate nella verifica dell'allargamento in quanto, all'atto pratico, già agenti totalmente sull'esistente.

La seguente tabella riporta i carichi unitari relativi alle diverse zone di impalcato.

	peso proprio struttura in fase finale		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
impalcato originario	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	$25 \times 0.65 = 16.25 \text{ kN/m}^2$
I allargamento	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	$25 \times 0.80 = 20 \text{ kN/m}^2$
allargamento in progetto	esterno	distribuito su trave in semplice appoggio	tr. cap = $0.16 \times 25 = 4.0 \text{ kN/m}$ getto = $0.19 \times 25 = 4.75 \text{ kN/m}$

Considerando per le travi dell'allargamento in progetto uno schema di semplice appoggio con luce di 13.36 m, escludendo a favore di sicurezza il retrotrave (di crica 47 cm) nel calcolo del momento flettente e includendolo nel calcolo del taglio all'appoggio, si ottengono i seguenti valori caratteristici di sollecitazione:

$$M_{\max} = (4 + 4.75) \times 13.36^2 / 8 = 195.22 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = (4 + 4.75) \times (13.36 + 2 \times 0.47) / 2 = 62.56 \text{ kN}$$

3.2.2 Peso proprio della soletta in c.a.

Il peso proprio della soletta in c.a. gettata in opera (primo allargamento e allargamento in progetto) è funzione del peso specifico del calcestruzzo, pari a 25kN/m³, e dello spessore della soletta. Il carico distribuito è già definito nel paragrafo precedente.

3.3 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 2

3.3.1 Sovraccarichi permanenti

I sovraccarichi permanenti comprendono il peso proprio della pavimentazione stradale ($\gamma = 22\text{kN/m}^3$) e il peso proprio dei cordoli in c.a. porta sicurvia. I carichi permanenti derivanti dall'installazione della barriera FOA sono trattati in un capitolo specifico. Lo spessore della pavimentazione è pari a 11 cm per il primo allargamento e per l'allargamento in progetto. Per l'impalcato di primo impianto dalla relazione di calcolo del progetto originario si legge uno spessore di 16 cm. Tale valore sommato ai 65 cm del solettone conduce a un'altezza di circa 80 cm. Tuttavia il rilievo in possesso mostra uno spessore di circa 106 cm e per tale ragione si assume nei calcoli un sovraccarico relativo a uno spessore di 106-65=41 cm.

	pavimentazione		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
impalcato originario	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	22x0.41=9.02 kN/m ²
I allargamento	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	22x0.11=2.42 kN/m ²
allargamento in progetto	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	22x0.11=2.42 kN/m ²

Sullo schema di semplice appoggio si hanno le seguenti sollecitazioni caratteristiche sulle travi in progetto (interasse travi pari a 50 cm):

$$M_{\max} = 0.5 \times 2.42 \times 13.36^2 / 8 = 3.0 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 0.5 \times 2.42 \times (13.36 + 2 \times 0.47) / 2 = 8.65 \text{ kN}$$

Il cordolo in c.a. su cui si innestano il sicurvia e la FOA interessa le 5 travi esterne dell'allargamento in progetto. Presenta uno spessore di 16 cm per un carico pari a $25 \times 0.16 = 4 \text{ kN/m}^2$. A questo valore bisogna sottrarre il peso della pavimentazione (inserito per semplicità su tutto il nuovo allargamento) ottenendo un carico di $4 - 2.42 = 1.58 \text{ kN/m}^2$.

	cordolo		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
impalcato originario	assente	assente	assente
I allargamento	assente	assente	assente
allargamento in progetto	FEM (solo sulle 5 travi più esterne)	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	$25 \times 0.16 - 2.42 = 1.58 \text{ kN/m}^2$

L'azione del new jersey presente a circa 15 m dal limite interno della carreggiata è rappresentata da un carico uniformemente distribuito pari a 6.20 kN/m.

	new jersey		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
impalcato originario	FEM (sull'elemento longitudinale su cui insiste)	uniformemente distribuito	6.20 kN/m
I allargamento	assente	assente	assente
allargamento in progetto	assente	assente	assente

L'azione del sicurvia è rappresentata da un carico uniformemente distribuito pari a 1.50 kN/m e insiste sulla quinta trave dell'allargamento in progetto contata a partire dall'esterno dell'impalcato.

	sicurvia		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
impalcato originario	FEM (sull'elemento longitudinale su cui insiste)	assente	1.50 kN/m
I allargamento	assente	assente	assente
allargamento in progetto	FEM (sull'elemento longitudinale su cui insiste)	assente	1.50 kN/m

3.3.2 Cedimenti vincolari

In considerazione dello schema di vincolo isostatico (appoggio-appoggio) dell'impalcato non vengono considerate azioni indotte da cedimenti vincolari.

3.3.3 Reologia calcestruzzo

Gli effetti del ritiro e della viscosità del calcestruzzo sono stati considerati sia per il calcolo delle cadute di tensione sui trefoli delle travi in c.a.p., sia per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dal ritiro differenziale trave-soletta e il conseguente dimensionamento del collegamento.

Per le calcolazioni relative agli effetti di ritiro e viscosità si è fatto riferimento alle indicazioni riportate sulle Norme tecniche per le Costruzioni (2008), sugli eurocodici (Appendice B EC 1992) e sulle normative CNR (10016-85).

Per le specifiche si rimanda ai paragrafi specifici riportati in seguito e relativi al dimensionamento dell'impalcato.

Si riportano i calcoli dei coefficienti di omogeneizzazione relativi all'azione del ritiro e all'azione del fluage.

calcolo del coefficiente n_{ritiro}				calcolo del coefficiente n_{perm}			
UNI EN 1992-1-1:2005 - APPENDICE B				UNI EN 1992-1-1:2005 - APPENDICE B			
n_0	6.2			n_0	6.2		
f_{ck}	35	N/mm ²		f_{ck}	35	N/mm ²	
f_{cm}	43	N/mm ²		f_{cm}	43	N/mm ²	
h_0	600	mm		h_0	600	mm	
RH	80	%		RH	80	%	
t_0	1	giorni		t_0	7	giorni	
t	18250	giorni		t	18250	giorni	
$\beta(t_0)$	0.9091			$\beta(t_0)$	0.6346		
$\beta(f_{cm})$	2.5620			$\beta(f_{cm})$	2.5620		
α_1	0.8658			α_1	0.8658		
α_2	0.9597			α_2	0.9597		
α_3	0.9022			α_3	0.9022		
φ_{RH}	1.1970			φ_{RH}	1.1970		
β_h	1353.291			β_h	1353.291		
φ_0	2.79			φ_0	1.95		
$\beta_c(t, t_0)$	0.9788			$\beta_c(t, t_0)$	0.9788		
$\varphi(t, t_0)$	2.73			$\varphi(t, t_0)$	1.90		
n_{ritiro}	15.7			n_{perm}	19.2		
$\varphi(\infty, t_0)$	2.78			$\varphi(\infty, t_0)$	1.94		

3.4 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 3

3.4.1 Variazioni termiche

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5 / NTC2008 – cap.3.5, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo. Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

Tmin = -15 °C
 Tmax = 45 °C

3.4.1.1 Variazioni termiche uniformi (ΔT_N)

Si assume che le strutture dell’impalcato siano soggette alla dilatazione: $\Delta T = \pm 15^\circ$. Il valore di calcolo per giunti e appoggi vale invece: $\Delta T = \pm 30^\circ$.

3.4.1.2 Variazioni termiche lineari (ΔT_M)

Si riportano le tabelle 6.1 e 6.2 tratte dall’EN 1991-1-5 relativa ai gradienti termici da utilizzare nei calcoli. Nel caso in oggetto, considerando i valori di k_{sur} relativi a uno spessore di superficie pari a 100 mm, si ha:

- estradosso più caldo dell’intradosso $\rightarrow \Delta T_{M,heat} = 15 \times 0.7 = 10.5^\circ C$
- intradosso più caldo dell’estradosso $\rightarrow \Delta T_{M,cool} = 8 \times 1 = 8^\circ C$

Si assume a favore di sicurezza un unico valore del gradiente ΔT pari a $\pm 10^\circ C$.

Table 6.1: Recommended values of linear temperature difference component for different types of bridge decks for road, foot and railway bridges

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.
 NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.

Table 6.2: Recommended values of k_{sur} to account for different surfacing thickness

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ These values represent upper bound values for dark colour

3.4.2 Azione del vento

L'azione del vento è trattata nel capitolo inerente alle reazioni al piede delle barriere FOA al quale si rimanda per le varie specifiche.

3.4.3 Azione variabili da traffico

3.4.3.1 Carichi mobili

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2 capp.4/5 / NTC2008 cap. 5.1.3.3.5, con riferimento a ponti di I categoria.

Per le verifiche globali e locali dell'impalcato, si considera lo Schema di Carico n.1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato pari a 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in figura.

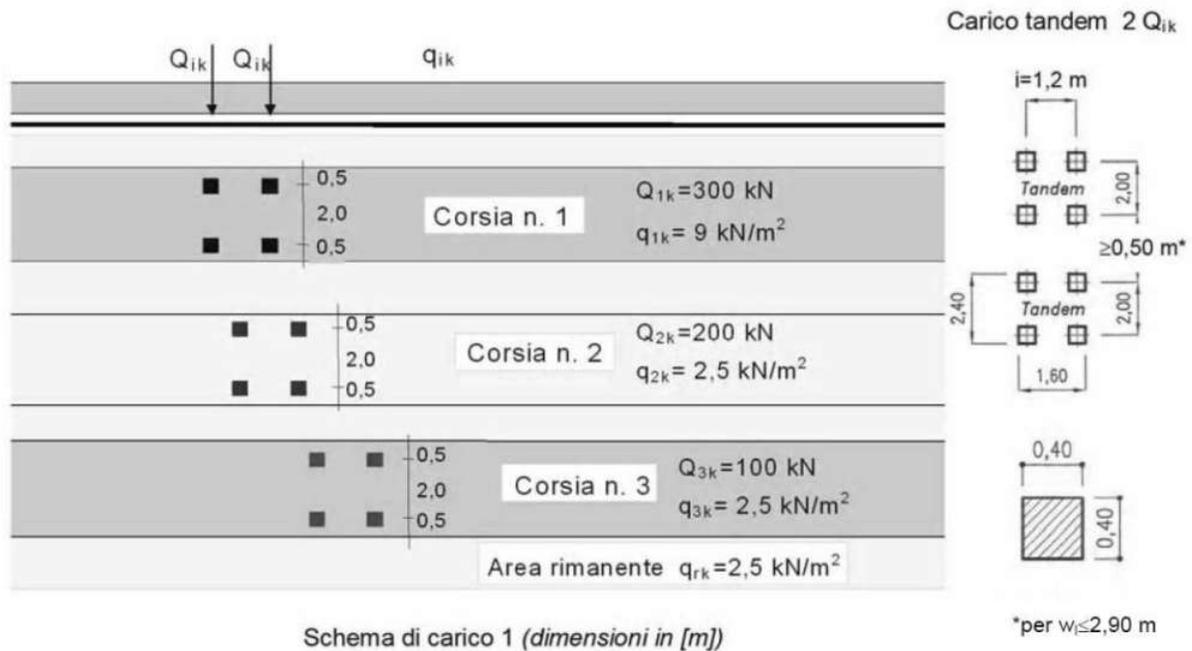


Figura 13: Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2008)

Le intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 14: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2008)

Lo studio delle superfici di influenza viene finalizzato all'ottenimento delle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima azione verticale su ciascun sostegno;
- massimo e minimo momento flettente longitudinale su tutte le sezioni di inizio e fine concio, sulle sezioni di attacco dei trasversi e sulle sezioni di mezzera campata e asse appoggi.

Le disposizioni trasversali di carico sulla carreggiata dell'impalcato sono riconducibili, in funzione della larghezza effettiva della carreggiata, alle configurazioni riportate nella figura seguente. Lo studio delle superfici di influenza viene finalizzato all'ottenimento delle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima azione verticale su ciascun sostegno;
- massimo e minimo momento flettente longitudinale su tutte le sezioni di inizio e fine concio, sulle sezioni di attacco dei trasversi e sulle sezioni di mezzeria campata e asse appoggi.

Le disposizioni trasversali di carico sulla carreggiata dell'impalcato sono riconducibili, in funzione della larghezza effettiva della carreggiata, alle configurazioni riportate nella figura seguente.

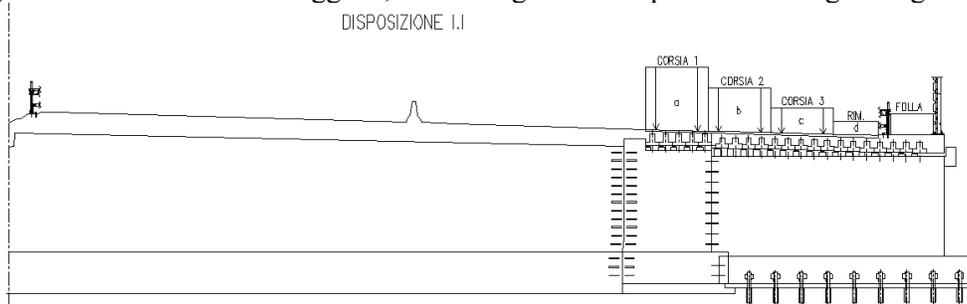


Figura 15: disposizione I.I

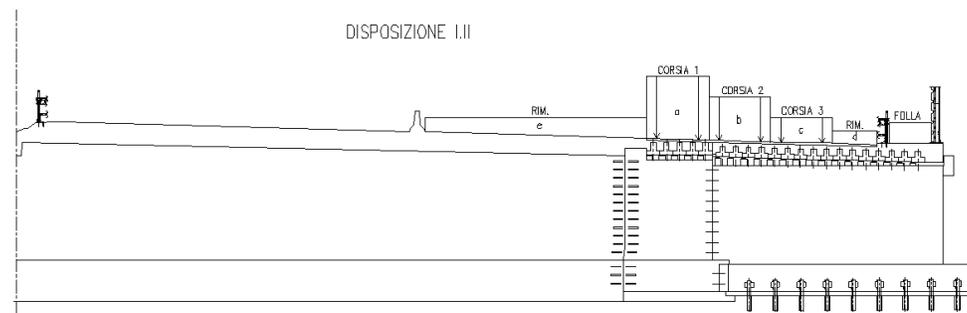


Figura 16: disposizione I.II

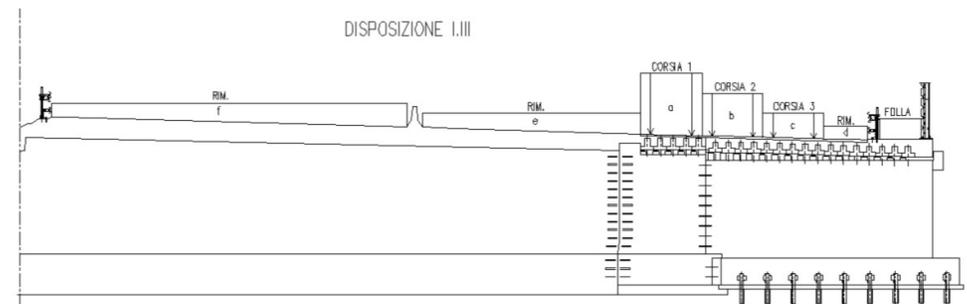


Figura 17: disposizione I.III

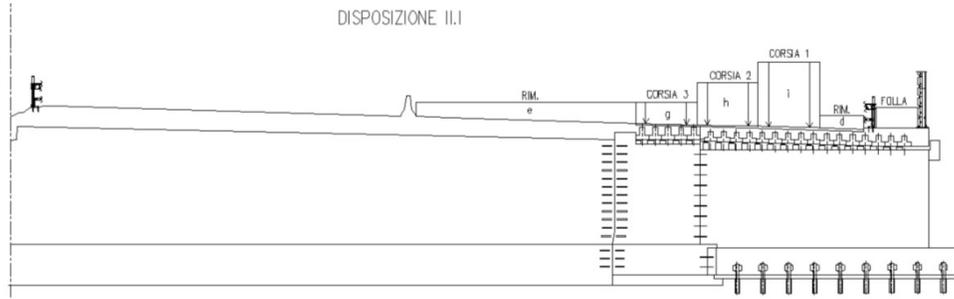


Figura 18: disposizione II.I

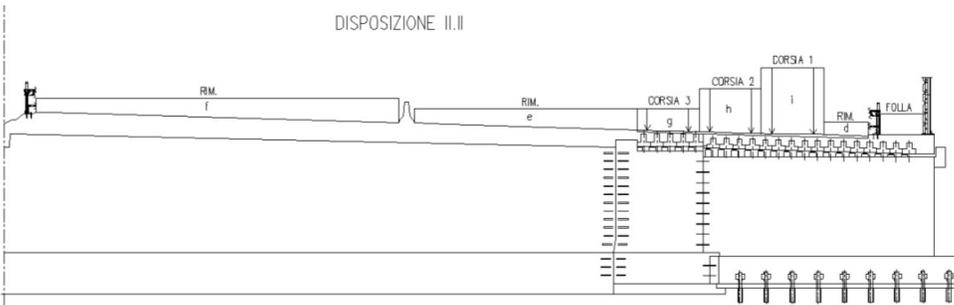


Figura 19: disposizione II.II

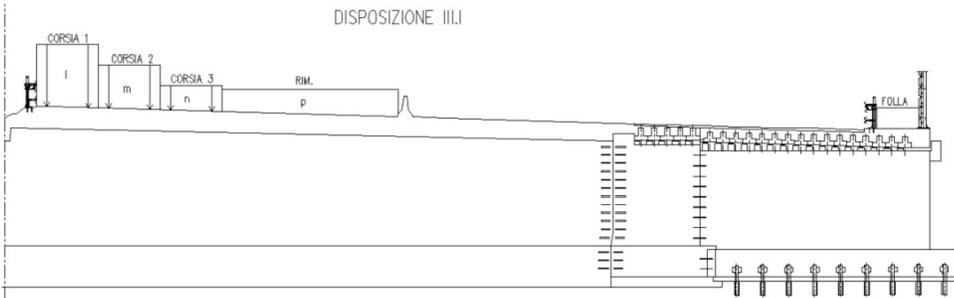


Figura 20: disposizione III.I

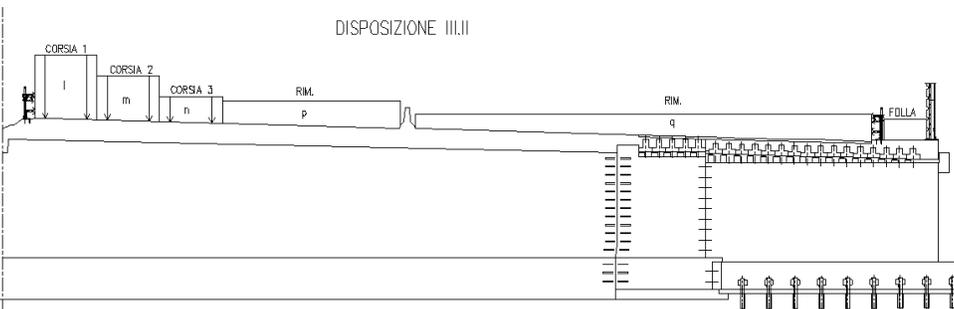


Figura 21: disposizione III.II

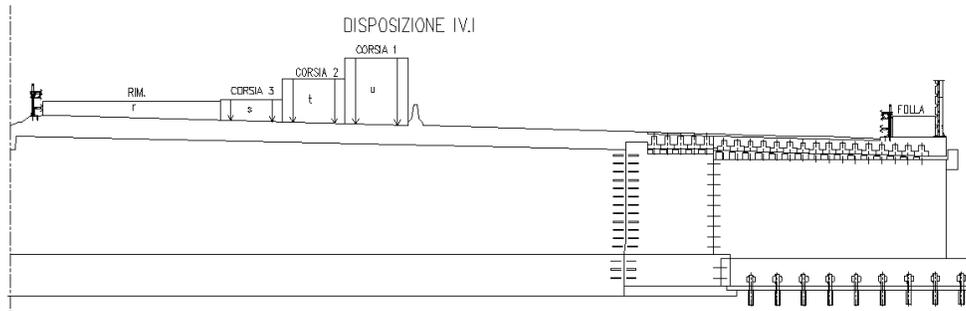


Figura 22: disposizione IV.I

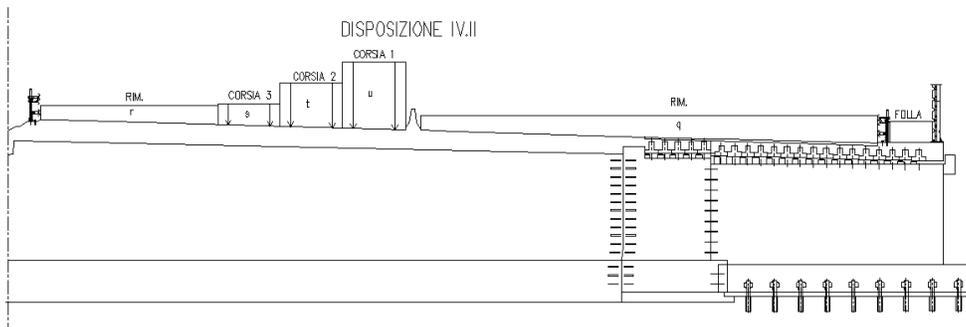


Figura 23: disposizione IV.II

A ogni stesa di carico q_{ik} è associata una lettera da “a” a “u” con eccezione della lettera “o”. A ogni stesa q_{ik} sono associati i carichi tandem in 3 differenti posizioni (a massimizzare i tagli in corrispondenza delle due spalle e i momenti in mezzeria) denominati con la lettera che definisce la stesa a cui sono associati e un numero che ne definisce la posizione. Ad esempio la disposizione IV.II presenta “s1” associata a “s” del valore relativo alla corsia 3, “t1” associato a “t” del valore relativo alla corsia 2 e “u1” associato a “u” del valore relativo alla corsia 1. Questo per la posizione 1. Lo stesso viene ripetuto per le posizioni 2 e 3. A ogni stesa relativa alla corsia 1, quindi nell’esempio della disposizione IV.II relativa alla stesa “u”, si associa un’azione “uf” di frenamento (definita nel paragrafo seguente). Tutte le singole azioni sono inserite separatamente come “load patterns” e poi combinate nei “load case” secondo la combinazione tipo 1 e la combinazione tipo 2a a formare le disposizioni sopra mostrate. Si ottengono le seguenti 54 disposizioni:

I.I 1	I.I 1-1 2a
I.I 2	I.I 2-1 2a
I.I 3	I.I 3-1 2a
I.II 1	I.II 1-1 2a
I.II 2	I.II 2-1 2a
I.II 3	I.II 3-1 2a
I.III 1	I.III 1-1 2a
I.III 2	I.III 2-1 2a
I.III 3	I.III 3-1 2a
II.I 1	II.I 1-1 2a
II.I 2	II.I 2-1 2a
II.I 3	II.I 3-1 2a
II.II 1	II.II 1-1 2a
II.II 2	II.II 2-1 2a

II.II 3	II.II 3-1 2a
III.I 1	III.I 1-1 2a
III.I 2	III.I 2-1 2a
III.I 3	III.I 3-1 2a
III.II 1	III.II 1-1 2a
III.II 2	III.II 2-1 2a
III.II 3	III.II 3-1 2a
IV.I 1	IV.I 1-1 2a
IV.I 2	IV.I 2-1 2a
IV.I 3	IV.I 3-1 2a
IV.II 1	IV.II 1-1 2a
IV.II 2	IV.II 2-1 2a
IV.II 3	IV.II 3-1 2a

3.4.3.2 Azioni di frenatura

Per il calcolo delle azioni di frenatura, si fa riferimento a EN1991-2 cap.4.4.1(1) / NTC2008 cap.5.3.1.5.

Si ottiene un'azione di:

$$q_3 = 0.6 \times 600 + 0.10 \times 9 \times 3 \times 14.30 = 400 \text{ kN}$$

A ogni spalla si assegna il 50% quindi un'azione pari a 200 kN.

Il contributo agente sulle corsie di marcia lente verrà in ogni caso distribuito uniformemente sulle travi di competenza.

3.4.3.3 Azione centrifuga

L'azione centrifuga non viene considerata essendo il tratto in rettilineo.

3.4.3.4 Gruppi di carico

Le azioni riconducibili ai carichi da traffico sono accorpate in gruppi di azioni sulla base di quanto riportato nella seguente tabella.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura 3-24. Valori caratteristici

Nel caso in esame si fa riferimento unicamente ai seguenti gruppi di azioni:

- Gruppo di azioni 1: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore caratteristico;
- Gruppo di azioni 2a: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore frequente ($0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}$) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

3.4.3.5 Schemi di carico per verifiche locali

Per verifiche locali sugli elementi strutturali costituenti l’impalcato, si adotta lo “Schema di carico 2” previsto al punto 5.1.3.3.3 delle NTC2008 (“Schema di carico 2”) costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato nella figura seguente.

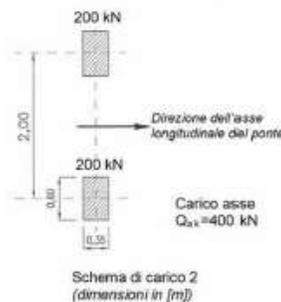


Figura 3-25. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2008)

Questo schema è considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una ingola ruota di 200 kN.

Nel progetto dell'impalcato è considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa (cap.5.1.3.10 delle NTC2008).

3.4.4 Resistenze parassite dei vincoli

La resistenze passive dei vincoli sono assunte pari al 5% degli scarichi permanenti.

3.5 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

3.5.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$).

3.5.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considera come carico permanente non strutturale il peso proprio del terreno di zavorra disposto sulla retrozattera.

3.5.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno di rilevato agente a tergo delle spalle è valutata tramite:

- coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\varphi'$ nel caso di fondazione indirette;
- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$ nel caso di fondazione diretta.

Come meglio descritto nella relazione geotecnica, le verifiche di sicurezza della fondazione, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.2.3 delle NTC2008. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo del presente elaborato, il valore dell'angolo d'attrito φ' è da intendersi, dunque, come caratteristico.

3.5.4 Sovraccarico accidentale

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo delle spalle pari a:

$$q = 20\text{kN/m}^2$$

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

- coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\varphi'$ nel caso di fondazione indirette;
- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$ nel caso di fondazione diretta.

3.6 AZIONE SISMICA

Per la definizione dei parametri sismici, il calcolo dell'azione sismica e le modalità di analisi sui diversi elementi strutturali che costituiscono l'opera (impalcato, spalle e pile), si rimanda ai capitoli precedenti.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Si considera, invece, lo Stato Limite di Danno (SLD) per la valutazione degli spostamenti e per il calcolo delle escursioni massime ammissibili in corrispondenza dei giunti e dispositivi di appoggio. La componente sismica verticale non è considerata non essendo presenti elementi sensibili a tale sollecitazione.

3.7 CARICHI SU BARRIERE FOA

Di seguito sono specificati i carichi agenti sulle barriere FOA. La tabella riporta le sollecitazioni ai piedi dei montanti. Nei calcoli si considera un interasse di 3 m e un numero di montanti totale, calcolato a favore di sicurezza, pari a 6.

FOA TIPO 4 - H=6.50m (sollecitazioni per montanti tratto di BORDO)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1: Peso proprio strutturale		6.4				0.5
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		19.8				5.9
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-55.3	3.7				183.7
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	51.0	-3.4				-169.4
5: Neve						
6: Pressione dinamica veicolare	21.2	-1.4				-70.4
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15.0	0.0				-22.5

3.7.1 Peso proprio strutturale

Si applica (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = (6.4+19.8) \times 6 / 14.30 = 11 \text{ kN/m}$$

3.7.2 Vento

A favore di sicurezza si applica sia nel caso di vento positivo che nel caso di vento negativo la condizione riportata in tabella come "Vent X+" presa di volta in volta con segno positivo o negativo a seconda della combinazione considerata.

Si applicano (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto tre carichi distribuiti pari a:

$$q_{\text{vert}} = 3.7 \times 6 / 14.30 = 1.55 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{orizz}} = 55.3 \times 6 / 14.30 = 23.20 \text{ kN/m}$$

$$m = 183.7 \times 6 / 14.30 = 77.07 \text{ kNm/m}$$

3.7.3 Pressione dinamica veicolare

Si applicano (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto tre carichi distribuiti pari a:

$$q_{\text{vert}} = 1.4 \times 6 / 14.30 = 0.59 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{orizz}} = 21.2 \times 6 / 14.30 = 8.89 \text{ kN/m}$$

$$m = 70.4 \times 6 / 14.30 = 29.54 \text{ kNm/m}$$

3.7.4 Pressione dinamica da rimozione neve

Si applicano (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto due carichi distribuiti pari a:

$$q_{\text{orizz}} = 15 \times 6 / 14.30 = 6.29 \text{ kN/m}$$

$$m = 22.5 \times 6 / 14.30 = 9.44 \text{ kNm/m}$$

4 ANALISI IMPALCATI ESISTENTI

I carichi analizzati nei paragrafi precedenti sono stati assegnati al modello in SAP2000, attribuendoli opportunamente agli elementi “frame” che schematizzano travi, traversi e soletta. L'analisi strutturale dell'impalcato viene effettuata con riferimento alle rigidezze elastiche “uncracked”.

In SAP2000 sono state puntualmente definite le combinazioni di carico, utilizzando gli adeguati coefficienti γ e Ψ . Sono state definite anche delle combinazioni involuppo per ogni tipologia di combinazione, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante V e del momento flettente M per ciascun elemento del modello.

4.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Alle verifiche condotte sugli elementi si premettono le indicazioni dei “load cases” e delle “load combinations” inserite nel modello SAP2000 e utilizzate nel corso delle analisi dell'impalcato, al fine di una piena comprensione del proseguo della relazione. Le “load cases” sono combinazioni intermedie utili a definire casi di carico composti da differenti “load patterns” come accade per i carichi da traffico. Le “load combinations” sono le combinazioni di carico su cui si eseguono le verifiche nelle opportune fasi.

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
	Load		
new jersey	pattern	new jersey	1
	Load		
sicurvia	pattern	sicurvia	1
	Load		
FOA	pattern	FOA	1
	Load		
folla	pattern	folla	1
	Load		
temp unif	pattern	temp unif	1
	Load		
temp grad	pattern	temp grad	1
	Load		
ritiro	pattern	ritiro	1
	Load		
vento	pattern	vento	1
	Load		
pav. imp. orig.	pattern	pav. imp. orig.	1
	Load		
pav. imp. I all.	pattern	pav. imp. I all.	1
	Load		
pav. imp. II	pattern	pav. imp. II	1
	Load		
all.	pattern	all.	1
	Load		
pp imp. orig.	pattern	pp imp. orig.	1

	pattern Load		
pp imp. I all.	pattern Load	pp imp. I all.	1
cordolo	pattern Load	cordolo	1
pp II all. travi	pattern Load	pp II all. travi	1
pp II all. getto	pattern Load	pp II all. getto	1
a	pattern Load	a	1
b	pattern Load	b	1
c	pattern Load	c	1
d	pattern Load	d	1
e	pattern Load	e	1
f	pattern Load	f	1
g	pattern Load	g	1
h	pattern Load	h	1
i	pattern Load	i	1
l	pattern Load	l	1
m	pattern Load	m	1
n	pattern Load	n	1
p	pattern Load	p	1
q	pattern Load	q	1
r	pattern Load	r	1
s	pattern Load	s	1
t	pattern	t	1
u	Load	u	1

	pattern Load		
a1	pattern Load	a1	1
a2	pattern Load	a2	1
a3	pattern Load	a3	1
b1	pattern Load	b1	1
b2	pattern Load	b2	1
b3	pattern Load	b3	1
c1	pattern Load	c1	1
c2	pattern Load	c2	1
c3	pattern Load	c3	1
g1	pattern Load	g1	1
g2	pattern Load	g2	1
g3	pattern Load	g3	1
h1	pattern Load	h1	1
h2	pattern Load	h2	1
h3	pattern Load	h3	1
i1	pattern Load	i1	1
i2	pattern Load	i2	1
i3	pattern Load	i3	1
l1	pattern Load	l1	1
l2	pattern Load	l2	1
l3	pattern Load	l3	1
m1	pattern Load	m1	1

	pattern Load		
m2	pattern Load	m2	1
m3	pattern Load	m3	1
n1	pattern Load	n1	1
n2	pattern Load	n2	1
n3	pattern Load	n3	1
s1	pattern Load	s1	1
s2	pattern Load	s2	1
s3	pattern Load	s3	1
t1	pattern Load	t1	1
t2	pattern Load	t2	1
t3	pattern Load	t3	1
u1	pattern Load	u1	1
u2	pattern Load	u2	1
u3	pattern Load	u3	1
l.l 1	pattern Load	a	1
l.l 1	pattern Load	a1	1
l.l 1	pattern Load	b	1
l.l 1	pattern Load	b1	1
l.l 1	pattern Load	c	1
l.l 1	pattern Load	c1	1
l.l 1	pattern	folla	1
l.l 1	Load	d	1

	pattern Load		
I.I 2	pattern Load	a	1
I.I 2	pattern Load	a2	1
I.I 2	pattern Load	b	1
I.I 2	pattern Load	b2	1
I.I 2	pattern Load	c	1
I.I 2	pattern Load	c2	1
I.I 2	pattern Load	folla	1
I.I 2	pattern Load	d	1
I.I 3	pattern Load	a	1
I.I 3	pattern Load	a3	1
I.I 3	pattern Load	b	1
I.I 3	pattern Load	b3	1
I.I 3	pattern Load	c	1
I.I 3	pattern Load	c3	1
I.I 3	pattern Load	d	1
I.I 3	pattern Load	folla	1
I.II 1	pattern Load	a	1
I.II 1	pattern Load	a1	1
I.II 1	pattern Load	b	1
I.II 1	pattern Load	b1	1
I.II 1	pattern Load	c	1
I.II 1	Load	c1	1

	pattern		
	Load		
I.II 1	pattern	d	1
	Load		
I.II 1	pattern	e	1
	Load		
I.II 1	pattern	folla	1
	Load		
I.II 2	pattern	a	1
	Load		
I.II 2	pattern	a2	1
	Load		
I.II 2	pattern	b	1
	Load		
I.II 2	pattern	b2	1
	Load		
I.II 2	pattern	c	1
	Load		
I.II 2	pattern	c2	1
	Load		
I.II 2	pattern	d	1
	Load		
I.II 2	pattern	e	1
	Load		
I.II 2	pattern	folla	1
	Load		
I.II 3	pattern	a	1
	Load		
I.II 3	pattern	a3	1
	Load		
I.II 3	pattern	b	1
	Load		
I.II 3	pattern	b3	1
	Load		
I.II 3	pattern	c	1
	Load		
I.II 3	pattern	c3	1
	Load		
I.II 3	pattern	d	1
	Load		
I.II 3	pattern	e	1
	Load		
I.II 3	pattern	folla	1
	Load		
I.III 1	Load	a	1

	pattern Load		
I.III 1	pattern Load	a1	1
I.III 1	pattern Load	b	1
I.III 1	pattern Load	b1	1
I.III 1	pattern Load	c	1
I.III 1	pattern Load	c1	1
I.III 1	pattern Load	d	1
I.III 1	pattern Load	e	1
I.III 1	pattern Load	f	1
I.III 1	pattern Load	folla	1
I.III 2	pattern Load	a	1
I.III 2	pattern Load	a2	1
I.III 2	pattern Load	b	1
I.III 2	pattern Load	b2	1
I.III 2	pattern Load	c	1
I.III 2	pattern Load	c2	1
I.III 2	pattern Load	d	1
I.III 2	pattern Load	e	1
I.III 2	pattern Load	f	1
I.III 2	pattern Load	folla	1
I.III 3	pattern Load	a	1
I.III 3	pattern Load	a3	1
I.III 3	Load	b	1

	pattern Load		
I.III 3	pattern Load	b3	1
I.III 3	pattern Load	c	1
I.III 3	pattern Load	c3	1
I.III 3	pattern Load	d	1
I.III 3	pattern Load	e	1
I.III 3	pattern Load	f	1
I.III 3	pattern Load	folla	1
II.I 1	pattern Load	d	1
II.I 1	pattern Load	e	1
II.I 1	pattern Load	g	1
II.I 1	pattern Load	g1	1
II.I 1	pattern Load	h	1
II.I 1	pattern Load	h1	1
II.I 1	pattern Load	i	1
II.I 1	pattern Load	i1	1
II.I 1	pattern Load	folla	1
II.I 2	pattern Load	d	1
II.I 2	pattern Load	e	1
II.I 2	pattern Load	g	1
II.I 2	pattern Load	g2	1
II.I 2	pattern Load	h	1
II.I 2	Load	h2	1

	pattern Load		
II.I 2	pattern Load	i	1
II.I 2	pattern Load	i2	1
II.I 2	pattern Load	folla	1
II.I 3	pattern Load	d	1
II.I 3	pattern Load	e	1
II.I 3	pattern Load	g	1
II.I 3	pattern Load	g3	1
II.I 3	pattern Load	h	1
II.I 3	pattern Load	h3	1
II.I 3	pattern Load	i	1
II.I 3	pattern Load	i3	1
II.I 3	pattern Load	folla	1
II.II 1	pattern Load	d	1
II.II 1	pattern Load	e	1
II.II 1	pattern Load	f	1
II.II 1	pattern Load	folla	1
II.II 1	pattern Load	g	1
II.II 1	pattern Load	g1	1
II.II 1	pattern Load	h	1
II.II 1	pattern Load	h1	1
II.II 1	pattern Load	i	1
II.II 1	Load	i1	1

	pattern Load		
II.II 2	pattern Load	d	1
II.II 2	pattern Load	e	1
II.II 2	pattern Load	f	1
II.II 2	pattern Load	folla	1
II.II 2	pattern Load	g	1
II.II 2	pattern Load	g2	1
II.II 2	pattern Load	h	1
II.II 2	pattern Load	h2	1
II.II 2	pattern Load	i	1
II.II 2	pattern Load	i2	1
II.II 3	pattern Load	d	1
II.II 3	pattern Load	e	1
II.II 3	pattern Load	f	1
II.II 3	pattern Load	folla	1
II.II 3	pattern Load	g	1
II.II 3	pattern Load	g3	1
II.II 3	pattern Load	h	1
II.II 3	pattern Load	h3	1
II.II 3	pattern Load	i	1
II.II 3	pattern Load	i3	1
III.I 1	pattern	l	1
III.I 1	Load	l1	1

	pattern Load		
III.I 1	pattern Load	m	1
III.I 1	pattern Load	m1	1
III.I 1	pattern Load	n	1
III.I 1	pattern Load	n1	1
III.I 1	pattern Load	p	1
III.I 1	pattern Load	folla	1
III.I 2	pattern Load	folla	1
III.I 2	pattern Load	l	1
III.I 2	pattern Load	l2	1
III.I 2	pattern Load	m	1
III.I 2	pattern Load	m2	1
III.I 2	pattern Load	n	1
III.I 2	pattern Load	n2	1
III.I 2	pattern Load	p	1
III.I 3	pattern Load	folla	1
III.I 3	pattern Load	l	1
III.I 3	pattern Load	l3	1
III.I 3	pattern Load	m	1
III.I 3	pattern Load	m3	1
III.I 3	pattern Load	n	1
III.I 3	pattern Load	n3	1
III.I 3	Load	p	1

	pattern		
	Load		
III.II 1	pattern	folla	1
	Load		
III.II 1	pattern	l	1
	Load		
III.II 1	pattern	l1	1
	Load		
III.II 1	pattern	m	1
	Load		
III.II 1	pattern	m1	1
	Load		
III.II 1	pattern	n	1
	Load		
III.II 1	pattern	n1	1
	Load		
III.II 1	pattern	p	1
	Load		
III.II 1	pattern	q	1
	Load		
III.II 2	pattern	folla	1
	Load		
III.II 2	pattern	l	1
	Load		
III.II 2	pattern	l2	1
	Load		
III.II 2	pattern	m	1
	Load		
III.II 2	pattern	m2	1
	Load		
III.II 2	pattern	n	1
	Load		
III.II 2	pattern	n2	1
	Load		
III.II 2	pattern	p	1
	Load		
III.II 2	pattern	q	1
	Load		
III.II 3	pattern	folla	1
	Load		
III.II 3	pattern	l	1
	Load		
III.II 3	pattern	l3	1
	Load		
III.II 3	pattern	m	1
	Load		

	pattern		
	Load		
III.II 3	pattern	m3	1
	Load		
III.II 3	pattern	n	1
	Load		
III.II 3	pattern	n3	1
	Load		
III.II 3	pattern	p	1
	Load		
III.II 3	pattern	q	1
	Load		
IV.I 1	pattern	folla	1
	Load		
IV.I 1	pattern	r	1
	Load		
IV.I 1	pattern	s	1
	Load		
IV.I 1	pattern	s1	1
	Load		
IV.I 1	pattern	t	1
	Load		
IV.I 1	pattern	t1	1
	Load		
IV.I 1	pattern	u	1
	Load		
IV.I 1	pattern	u1	1
	Load		
IV.I 2	pattern	folla	1
	Load		
IV.I 2	pattern	r	1
	Load		
IV.I 2	pattern	s	1
	Load		
IV.I 2	pattern	s2	1
	Load		
IV.I 2	pattern	t	1
	Load		
IV.I 2	pattern	t2	1
	Load		
IV.I 2	pattern	u	1
	Load		
IV.I 2	pattern	u2	1
	Load		
IV.I 3	Load	folla	1

	pattern Load		
IV.I 3	pattern Load	r	1
IV.I 3	pattern Load	s	1
IV.I 3	pattern Load	s3	1
IV.I 3	pattern Load	t	1
IV.I 3	pattern Load	t3	1
IV.I 3	pattern Load	u	1
IV.I 3	pattern Load	u3	1
IV.II 1	pattern Load	folla	1
IV.II 1	pattern Load	q	1
IV.II 1	pattern Load	r	1
IV.II 1	pattern Load	s	1
IV.II 1	pattern Load	s1	1
IV.II 1	pattern Load	t	1
IV.II 1	pattern Load	t1	1
IV.II 1	pattern Load	u	1
IV.II 1	pattern Load	u1	1
IV.II 2	pattern Load	folla	1
IV.II 2	pattern Load	q	1
IV.II 2	pattern Load	r	1
IV.II 2	pattern Load	s	1
IV.II 2	pattern Load	s2	1
IV.II 2	pattern Load	t	1

	pattern Load		
IV.II 2	pattern Load	t2	1
IV.II 2	pattern Load	u	1
IV.II 2	pattern Load	u2	1
IV.II 3	pattern Load	folla	1
IV.II 3	pattern Load	q	1
IV.II 3	pattern Load	r	1
IV.II 3	pattern Load	s	1
IV.II 3	pattern Load	s3	1
IV.II 3	pattern Load	t	1
IV.II 3	pattern Load	t3	1
IV.II 3	pattern Load	u	1
IV.II 3	pattern Load	u3	1
af	pattern Load	af	1
if	pattern Load	if	1
lf	pattern Load	lf	1
uf	pattern Load	uf	1
I.I 1-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.I 1-1 2a	pattern Load	a1	0.75
I.I 1-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.I 1-1 2a	pattern Load	b1	0.75
I.I 1-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.I 1-1 2a	Load	c1	0.75

	pattern Load		
I.I 1-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.I 1-1 2a	pattern Load	af	0.5
I.I 2-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.I 2-1 2a	pattern Load	a2	0.75
I.I 2-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.I 2-1 2a	pattern Load	b2	0.75
I.I 2-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.I 2-1 2a	pattern Load	c2	0.75
I.I 2-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.I 2-1 2a	pattern Load	af	0.5
I.I 3-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.I 3-1 2a	pattern Load	a3	0.75
I.I 3-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.I 3-1 2a	pattern Load	b3	0.75
I.I 3-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.I 3-1 2a	pattern Load	c3	0.75
I.I 3-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.I 3-1 2a	pattern Load	af	0.5
I.II 1-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.II 1-1 2a	pattern Load	a1	0.75
I.II 1-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.II 1-1 2a	pattern Load	b1	0.75

	pattern Load		
I.II 1-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.II 1-1 2a	pattern Load	c1	0.75
I.II 1-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.II 1-1 2a	pattern Load	e	0.4
I.II 1-1 2a	pattern Load	af	0.5
I.II 2-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.II 2-1 2a	pattern Load	a2	0.75
I.II 2-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.II 2-1 2a	pattern Load	b2	0.75
I.II 2-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.II 2-1 2a	pattern Load	c2	0.75
I.II 2-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.II 2-1 2a	pattern Load	e	0.4
I.II 2-1 2a	pattern Load	af	0.5
I.II 3-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.II 3-1 2a	pattern Load	a3	0.75
I.II 3-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.II 3-1 2a	pattern Load	b3	0.75
I.II 3-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.II 3-1 2a	pattern Load	c3	0.75
I.II 3-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.II 3-1 2a	Load	e	0.4

	pattern Load		
I.II 3-1 2a	pattern Load	af	0.5
III.I 1-1 2a	pattern Load	l	0.4
III.I 1-1 2a	pattern Load	l1	0.75
III.I 1-1 2a	pattern Load	m	0.4
III.I 1-1 2a	pattern Load	m1	0.75
III.I 1-1 2a	pattern Load	n	0.4
III.I 1-1 2a	pattern Load	n1	0.75
III.I 1-1 2a	pattern Load	p	0.4
III.I 1-1 2a	pattern Load	lf	0.5
III.I 2-1 2a	pattern Load	l	0.4
III.I 2-1 2a	pattern Load	l2	0.75
III.I 2-1 2a	pattern Load	m	0.4
III.I 2-1 2a	pattern Load	m2	0.75
III.I 2-1 2a	pattern Load	n	0.4
III.I 2-1 2a	pattern Load	n2	0.75
III.I 2-1 2a	pattern Load	p	0.4
III.I 2-1 2a	pattern Load	lf	0.5
III.I 3-1 2a	pattern Load	l	0.4
III.I 3-1 2a	pattern Load	l3	0.75
III.I 3-1 2a	pattern Load	m	0.4
III.I 3-1 2a	pattern Load	m3	0.75
III.I 3-1 2a	Load	n	0.4

	pattern Load		
III.I 3-1 2a	pattern Load	n3	0.75
III.I 3-1 2a	pattern Load	p	0.4
III.I 3-1 2a	pattern Load	lf	0.5
IV.I 1-1 2a	pattern Load	r	0.4
IV.I 1-1 2a	pattern Load	s	0.4
IV.I 1-1 2a	pattern Load	s1	0.75
IV.I 1-1 2a	pattern Load	t	0.4
IV.I 1-1 2a	pattern Load	t1	0.75
IV.I 1-1 2a	pattern Load	u	0.4
IV.I 1-1 2a	pattern Load	u1	0.75
IV.I 1-1 2a	pattern Load	uf	0.5
IV.I 2-1 2a	pattern Load	r	0.4
IV.I 2-1 2a	pattern Load	s	0.4
IV.I 2-1 2a	pattern Load	s2	0.75
IV.I 2-1 2a	pattern Load	t	0.4
IV.I 2-1 2a	pattern Load	t2	0.75
IV.I 2-1 2a	pattern Load	u	0.4
IV.I 2-1 2a	pattern Load	u2	0.75
IV.I 2-1 2a	pattern Load	uf	0.5
IV.I 3-1 2a	pattern Load	r	0.4
IV.I 3-1 2a	pattern Load	s	0.4
IV.I 3-1 2a	Load	s3	0.75

	pattern Load		
IV.I 3-1 2a	pattern Load	t	0.4
IV.I 3-1 2a	pattern Load	t3	0.75
IV.I 3-1 2a	pattern Load	u	0.4
IV.I 3-1 2a	pattern Load	u3	0.75
IV.I 3-1 2a	pattern Load	uf	0.5
IV.II 1-1 2a	pattern Load	q	0.4
IV.II 1-1 2a	pattern Load	r	0.4
IV.II 1-1 2a	pattern Load	s	0.4
IV.II 1-1 2a	pattern Load	s1	0.75
IV.II 1-1 2a	pattern Load	t	0.4
IV.II 1-1 2a	pattern Load	t1	0.75
IV.II 1-1 2a	pattern Load	u	0.4
IV.II 1-1 2a	pattern Load	u1	0.75
IV.II 1-1 2a	pattern Load	uf	0.5
IV.II 2-1 2a	pattern Load	q	0.4
IV.II 2-1 2a	pattern Load	r	0.4
IV.II 2-1 2a	pattern Load	s	0.4
IV.II 2-1 2a	pattern Load	s2	0.75
IV.II 2-1 2a	pattern Load	t	0.4
IV.II 2-1 2a	pattern Load	t2	0.75
IV.II 2-1 2a	pattern Load	u	0.4
IV.II 2-1 2a	Load	u2	0.75

	pattern Load		
IV.II 2-1 2a	pattern Load	uf	0.5
IV.II 3-1 2a	pattern Load	q	0.4
IV.II 3-1 2a	pattern Load	r	0.4
IV.II 3-1 2a	pattern Load	s	0.4
IV.II 3-1 2a	pattern Load	s3	0.75
IV.II 3-1 2a	pattern Load	t	0.4
IV.II 3-1 2a	pattern Load	t3	0.75
IV.II 3-1 2a	pattern Load	u	0.4
IV.II 3-1 2a	pattern Load	u3	0.75
IV.II 3-1 2a	pattern Load	uf	0.5
I.III 1-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.III 1-1 2a	pattern Load	a1	0.75
I.III 1-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.III 1-1 2a	pattern Load	b1	0.75
I.III 1-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.III 1-1 2a	pattern Load	c1	0.75
I.III 1-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.III 1-1 2a	pattern Load	e	0.4
I.III 1-1 2a	pattern Load	f	0.4
I.III 1-1 2a	pattern Load	af	0.5
I.III 2-1 2a	pattern	a	0.4
I.III 2-1 2a	Load	a2	0.75

	pattern Load		
I.III 2-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.III 2-1 2a	pattern Load	b2	0.75
I.III 2-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.III 2-1 2a	pattern Load	c2	0.75
I.III 2-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.III 2-1 2a	pattern Load	e	0.4
I.III 2-1 2a	pattern Load	f	0.4
I.III 2-1 2a	pattern Load	af	0.5
I.III 3-1 2a	pattern Load	a	0.4
I.III 3-1 2a	pattern Load	a3	0.75
I.III 3-1 2a	pattern Load	b	0.4
I.III 3-1 2a	pattern Load	b3	0.75
I.III 3-1 2a	pattern Load	c	0.4
I.III 3-1 2a	pattern Load	c3	0.75
I.III 3-1 2a	pattern Load	d	0.4
I.III 3-1 2a	pattern Load	e	0.4
I.III 3-1 2a	pattern Load	f	0.4
I.III 3-1 2a	pattern Load	af	0.5
II.I 1-1 2a	pattern Load	d	0.4
II.I 1-1 2a	pattern Load	e	0.4
II.I 1-1 2a	pattern Load	g	0.4
II.I 1-1 2a	Load	g1	0.75

	pattern Load		
II.I 1-1 2a	pattern Load	h	0.4
II.I 1-1 2a	pattern Load	h1	0.75
II.I 1-1 2a	pattern Load	i	0.4
II.I 1-1 2a	pattern Load	i1	0.75
II.I 1-1 2a	pattern Load	if	0.5
II.I 2-1 2a	pattern Load	d	0.4
II.I 2-1 2a	pattern Load	e	0.4
II.I 2-1 2a	pattern Load	g	0.4
II.I 2-1 2a	pattern Load	g2	0.75
II.I 2-1 2a	pattern Load	h	0.4
II.I 2-1 2a	pattern Load	h2	0.75
II.I 2-1 2a	pattern Load	i	0.4
II.I 2-1 2a	pattern Load	i2	0.75
II.I 2-1 2a	pattern Load	if	0.5
II.I 3-1 2a	pattern Load	d	0.4
II.I 3-1 2a	pattern Load	e	0.4
II.I 3-1 2a	pattern Load	g	0.4
II.I 3-1 2a	pattern Load	g3	0.75
II.I 3-1 2a	pattern Load	h	0.4
II.I 3-1 2a	pattern Load	h3	0.75
II.I 3-1 2a	pattern Load	i	0.4
II.I 3-1 2a	Load	i3	0.75

	pattern Load		
II.I 3-1 2a	pattern Load	if	0.5
II.II 1-1 2a	pattern Load	d	0.4
II.II 1-1 2a	pattern Load	e	0.4
II.II 1-1 2a	pattern Load	f	0.4
II.II 1-1 2a	pattern Load	g	0.4
II.II 1-1 2a	pattern Load	g1	0.75
II.II 1-1 2a	pattern Load	h	0.4
II.II 1-1 2a	pattern Load	h1	0.75
II.II 1-1 2a	pattern Load	i	0.4
II.II 1-1 2a	pattern Load	i1	0.75
II.II 1-1 2a	pattern Load	if	0.5
II.II 2-1 2a	pattern Load	d	0.4
II.II 2-1 2a	pattern Load	e	0.4
II.II 2-1 2a	pattern Load	f	0.4
II.II 2-1 2a	pattern Load	g	0.4
II.II 2-1 2a	pattern Load	g2	0.75
II.II 2-1 2a	pattern Load	h	0.4
II.II 2-1 2a	pattern Load	h2	0.75
II.II 2-1 2a	pattern Load	i	0.4
II.II 2-1 2a	pattern Load	i2	0.75
II.II 2-1 2a	pattern Load	if	0.5
II.II 3-1 2a	Load	d	0.4

	pattern Load		
II.II 3-1 2a	pattern Load	e	0.4
II.II 3-1 2a	pattern Load	f	0.4
II.II 3-1 2a	pattern Load	g	0.4
II.II 3-1 2a	pattern Load	g3	0.75
II.II 3-1 2a	pattern Load	h	0.4
II.II 3-1 2a	pattern Load	h3	0.75
II.II 3-1 2a	pattern Load	i	0.4
II.II 3-1 2a	pattern Load	i3	0.75
II.II 3-1 2a	pattern Load	if	0.5
res. par. vinc.	pattern Load	res. par. vinc.	1
III.II 1-1 2a	pattern Load	l	0.4
III.II 1-1 2a	pattern Load	l1	0.75
III.II 1-1 2a	pattern Load	m	0.4
III.II 1-1 2a	pattern Load	m1	0.75
III.II 1-1 2a	pattern Load	n	0.4
III.II 1-1 2a	pattern Load	n1	0.75
III.II 1-1 2a	pattern Load	p	0.4
III.II 1-1 2a	pattern Load	q	0.4
III.II 1-1 2a	pattern Load	lf	1
III.II 2-1 2a	pattern Load	l	0.4
III.II 2-1 2a	pattern Load	l2	0.75
III.II 2-1 2a	Load	m	0.4

	pattern Load			
III.II 2-1 2a	pattern Load	m2		0.75
III.II 2-1 2a	pattern Load	n		0.4
III.II 2-1 2a	pattern Load	n2		0.75
III.II 2-1 2a	pattern Load	p		0.4
III.II 2-1 2a	pattern Load	q		0.4
III.II 2-1 2a	pattern Load	lf		1
III.II 3-1 2a	pattern Load	l		0.4
III.II 3-1 2a	pattern Load	l3		0.75
III.II 3-1 2a	pattern Load	m		0.4
III.II 3-1 2a	pattern Load	m3		0.75
III.II 3-1 2a	pattern Load	n		0.4
III.II 3-1 2a	pattern Load	n3		0.75
III.II 3-1 2a	pattern Load	p		0.4
III.II 3-1 2a	pattern Load	q		0.4
III.II 3-1 2a	pattern Load	lf		1
press. din. veic.	Load	press. din. veic.		1
neve	pattern Load	neve		1

TABLE: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
permanenti caratteristici permanenti	Linear Add	Linear Static	cordolo	1
permanenti caratteristici permanenti		Linear Static	FOA	1
permanenti		Linear	new jersey	1

caratteristici		Static		
permanenti		Linear		
caratteristici		Static	pav. imp. I all.	1
permanenti		Linear		
caratteristici		Static	pav. imp. II all.	1
permanenti		Linear		
caratteristici		Static	pav. imp. orig.	1
permanenti		Linear		
caratteristici		Static	sicurvia	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1	Envelope	Static	I.I 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.I 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.I 3	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.II 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.II 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.II 3	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.III 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.III 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	I.III 3	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	II.I 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	II.I 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	II.I 3	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	II.II 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	II.II 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	II.II 3	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	III.I 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	III.I 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	III.I 3	1
		Linear		

		Static		
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	III.II 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	III.II 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	III.II 3	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	IV.I 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	IV.I 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	IV.I 3	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	IV.II 1	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	IV.II 2	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 1		Static	IV.II 3	1
pp caratt. imp. orig + I		Linear		
all.	Linear Add	Static	pp imp. I all.	1
pp caratt. imp. orig + I		Linear		
all.		Static	pp imp. orig.	1
		Response	permanenti	
SLU1 V+ no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1.5
		Response	inv. mobili car. x	
SLU1 V+ no getto		Combo	SLU 1	1.35
		Linear		
SLU1 V+ no getto		Static	vento	0.9
		Response	pp caratt. imp. orig	
SLU1 V+ no getto		Combo	+ I all.	1.35
		Linear		
SLU1 V+ no getto		Static	pp II all. travi	1.35
		Linear		
SLU1 V+ no getto		Static	res. par. vinc.	1.35
		Response	permanenti	
SLU1 V- no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1.5
		Response	inv. mobili car. x	
SLU1 V- no getto		Combo	SLU 1	1.35
		Linear		
SLU1 V- no getto		Static	vento	-0.9
		Response	pp caratt. imp. orig	
SLU1 V- no getto		Combo	+ I all.	1.35
SLU1 V- no getto		Linear	pp II all. travi	1.35

		Static		
		Linear		
SLU1 V- no getto		Static	res. par. vinc.	1.35
		Linear		
SLU1 V- no getto		Static	press. din. veic.	1.35
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a	Envelope	Static	I.I 1-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.I 2-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.I 3-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.II 1-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.II 2-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.II 3-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.III 1-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.III 2-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	I.III 3-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	II.I 1-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	II.I 2-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	II.I 3-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	II.II 1-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	II.II 2-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	II.II 3-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	III.I 1-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	III.I 2-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	III.I 3-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	IV.I 1-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear	IV.I 2-1 2a	1

		Static		
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	IV.I 3-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	IV.II 1-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	IV.II 2-1 2a	1
		Linear		
inv. mobili car. x SLU 2a		Static	IV.II 3-1 2a	1
		Response	permanenti	
SLU2a V+ no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1.5
		Response	inv. mobili car. x	
SLU2a V+ no getto		Combo	SLU 2a	1.35
		Linear		
SLU2a V+ no getto		Static	vento	0.9
		Response	pp caratt. imp. orig	
SLU2a V+ no getto		Combo	+ I all.	1.35
		Linear		
SLU2a V+ no getto		Static	pp II all. travi	1.35
		Linear		
SLU2a V+ no getto		Static	res. par. vinc.	1.35
		Response	permanenti	
SLU2a V- no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1.5
		Response	inv. mobili car. x	
SLU2a V- no getto		Combo	SLU 2a	1.35
		Linear		
SLU2a V- no getto		Static	vento	-0.9
		Response	pp caratt. imp. orig	
SLU2a V- no getto		Combo	+ I all.	1.35
		Linear		
SLU2a V- no getto		Static	pp II all. travi	1.35
		Linear		
SLU2a V- no getto		Static	res. par. vinc.	1.35
		Linear		
SLU2a V- no getto		Static	press. din. veic.	0.4
		Response		
SLU involuppo	Envelope	Combo	SLU1 V- no getto	1
		Response		
SLU involuppo		Combo	SLU1 V+ no getto	1
		Response		
SLU involuppo		Combo	SLU2a V- no getto	1
		Response		
SLU involuppo		Combo	SLU2a V+ no getto	1
RARA1 V+ no getto	Linear Add	Response	permanenti	1

		Combo	caratteristici	
		Response	inv. mobili car. x	
RARA1 V+ no getto		Combo	SLU 1	1
		Linear		
RARA1 V+ no getto		Static	vento	0.6
		Response	pp caratt. imp. orig	
RARA1 V+ no getto		Combo	+ I all.	1
		Linear		
RARA1 V+ no getto		Static	pp II all. travi	1
		Linear		
RARA1 V+ no getto		Static	res. par. vinc.	1
		Response	permanenti	
RARA1 V- no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1
		Response	inv. mobili car. x	
RARA1 V- no getto		Combo	SLU 1	1
		Linear		
RARA1 V- no getto		Static	vento	-0.6
		Response	pp caratt. imp. orig	
RARA1 V- no getto		Combo	+ I all.	1
		Linear		
RARA1 V- no getto		Static	pp II all. travi	1
		Linear		
RARA1 V- no getto		Static	res. par. vinc.	1
		Linear		
RARA1 V- no getto		Static	press. din. veic.	1
		Response	permanenti	
RARA2a V+ no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1
		Response	inv. mobili car. x	
RARA2a V+ no getto		Combo	SLU 2a	1
		Linear		
RARA2a V+ no getto		Static	vento	0.6
		Response	pp caratt. imp. orig	
RARA2a V+ no getto		Combo	+ I all.	1
		Linear		
RARA2a V+ no getto		Static	pp II all. travi	1
		Linear		
RARA2a V+ no getto		Static	res. par. vinc.	1
		Response	permanenti	
RARA2a V- no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1
		Response	inv. mobili car. x	
RARA2a V- no getto		Combo	SLU 2a	1
		Linear		
RARA2a V- no getto		Static	vento	-0.6
RARA2a V- no getto		Response	pp caratt. imp. orig	1

		Combo	+ I all.	
		Linear		
RARA2a V- no getto		Static	pp II all. travi	1
		Linear		
RARA2a V- no getto		Static	res. par. vinc.	1
		Linear		
RARA2a V- no getto		Static	press. din. veic.	0.4
		Response	permanenti	
FREQ V+ no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1
		Response	inv. mobili car. x	
FREQ V+ no getto		Combo	SLU 2a	1
		Response	pp caratt. imp. orig	
FREQ V+ no getto		Combo	+ I all.	1
		Linear		
FREQ V+ no getto		Static	pp II all. travi	1
		Linear		
FREQ V+ no getto		Static	res. par. vinc.	0.75
		Linear		
FREQ V+ no getto		Static	folla	0.75
		Response	permanenti	
FREQ V- no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1
		Response	inv. mobili car. x	
FREQ V- no getto		Combo	SLU 2a	1
		Response	pp caratt. imp. orig	
FREQ V- no getto		Combo	+ I all.	1
		Linear		
FREQ V- no getto		Static	pp II all. travi	1
		Linear		
FREQ V- no getto		Static	res. par. vinc.	0.75
		Linear		
FREQ V- no getto		Static	folla	0.75
		Linear		
FREQ V- no getto		Static	press. din. veic.	0.4
		Response	permanenti	
Q.P. no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1
		Response	pp caratt. imp. orig	
Q.P. no getto		Combo	+ I all.	1
		Linear		
Q.P. no getto		Static	pp II all. travi	1
		Response		
RARA inviluppo	Envelope	Combo	RARA1 V- no getto	1
		Response		
RARA inviluppo		Combo	RARA1 V+ no getto	1
RARA inviluppo		Response	RARA2a V- no getto	1

		Combo		
		Response		
RARA inviluppo		Combo	RARA2a V+ no getto	1
		Response		
FREQ inviluppo	Envelope	Combo	FREQ V- no getto	1
		Response		
FREQ inviluppo		Combo	FREQ V+ no getto	1

4.2 SOLLECITAZIONI AGENTI

Nel seguito si riportano i diagrammi inviluppo delle sollecitazioni di alcuni casi di carico significativi relativi alle disposizioni dei carichi da traffico precedentemente illustrati (si tenga presente, nella visione prospettica, l'obliquità dell'impalcato).

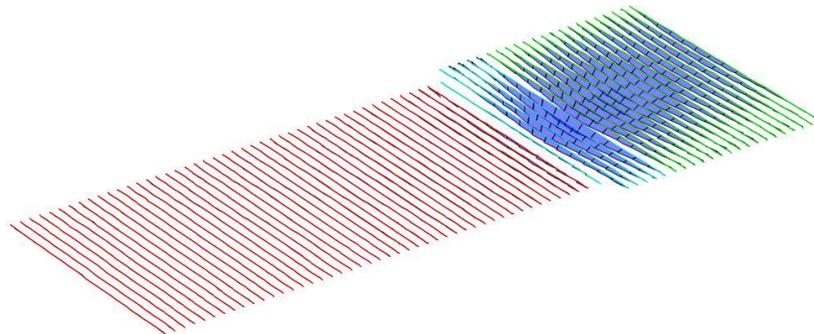


Figura 26: momenti flettenti disposizione carichi mobili I.I2

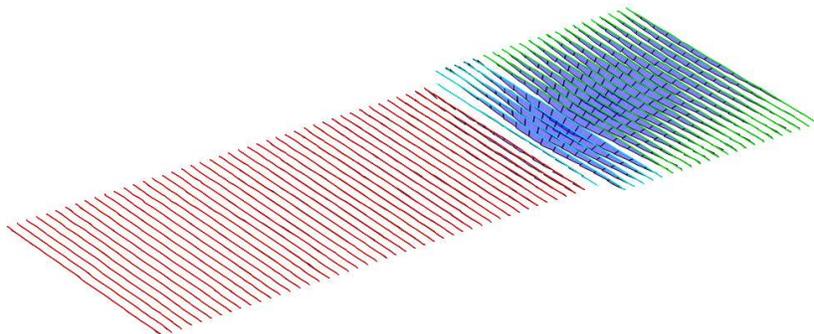


Figura 27: momenti flettenti disposizione carichi mobili I.II2

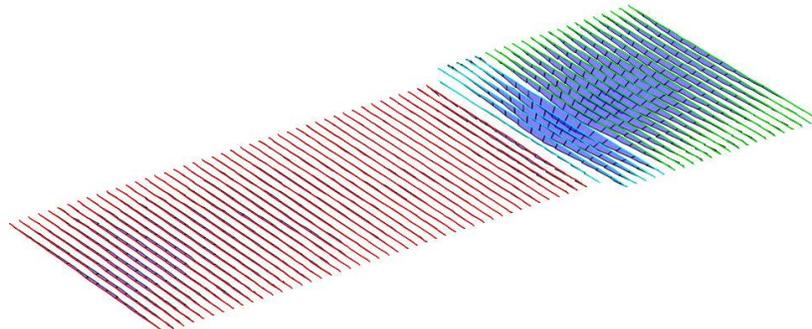


Figura 28: momenti flettenti disposizione carichi mobili I.II.2

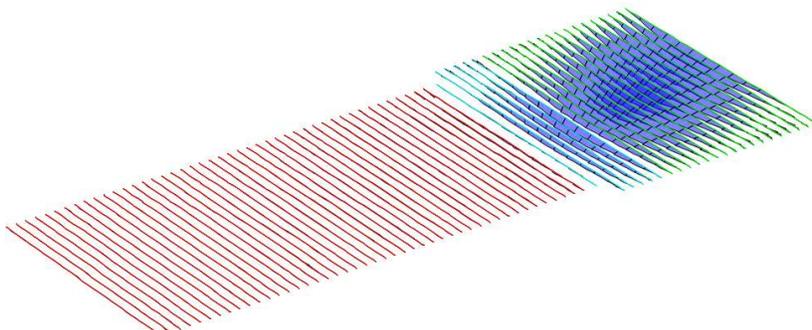


Figura 29: momenti flettenti disposizione carichi mobili II.I2

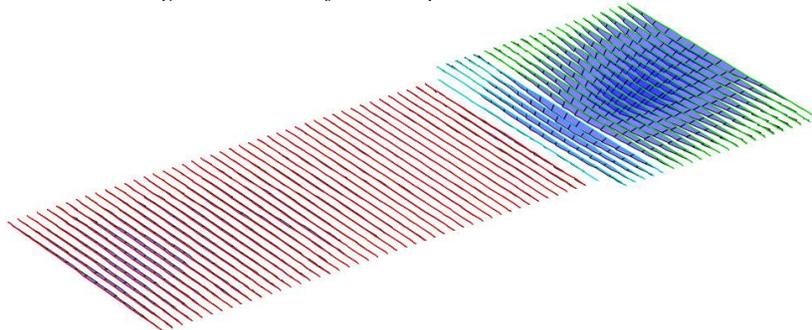


Figura 30: momenti flettenti disposizione carichi mobili II.II.2

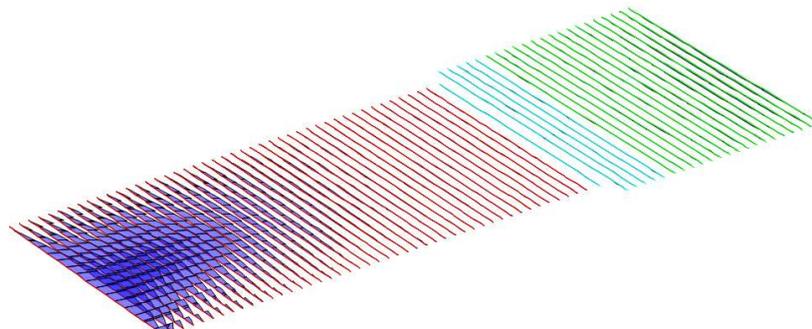


Figura 31: momenti flettenti disposizione carichi mobili III.I2

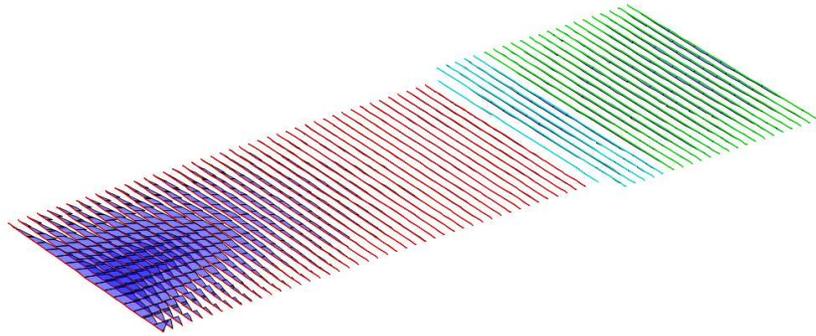


Figura 32: momenti flettenti disposizione carichi mobili III.II2

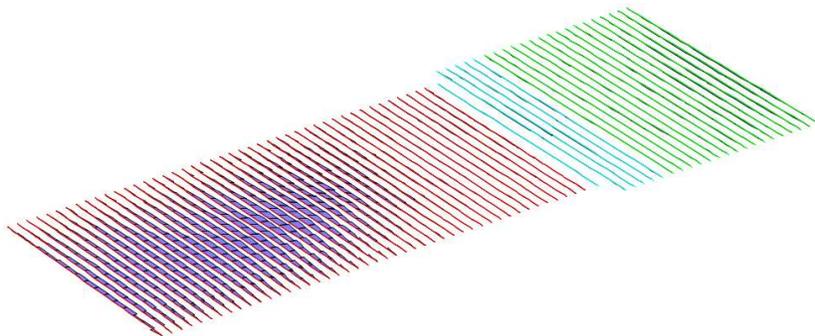


Figura 33: momenti flettenti disposizione carichi mobili IV.I2

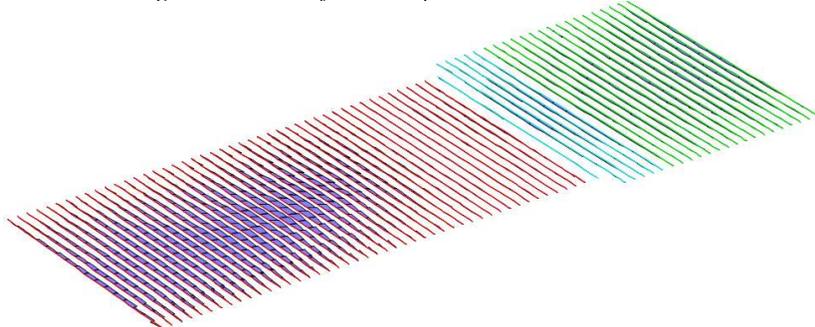


Figura 34: momenti flettenti disposizione carichi mobili IV.II2

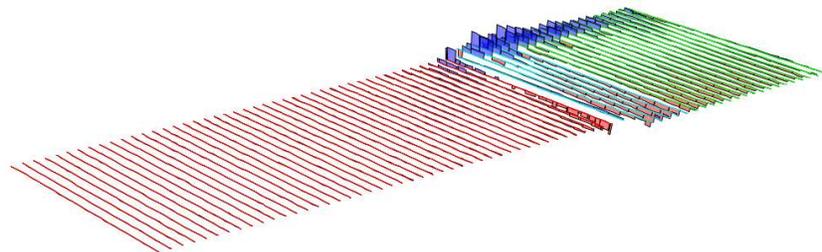


Figura 35: taglio disposizione carichi mobili I.I1

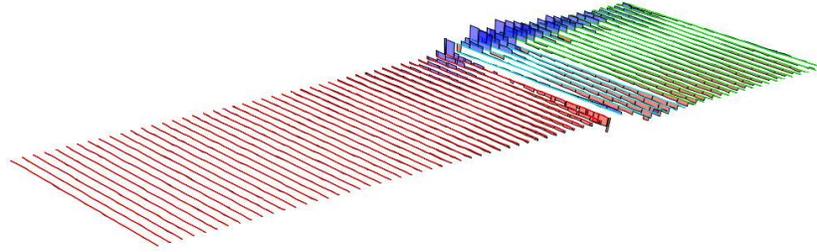


Figura 36: taglio disposizione carichi mobili I.III

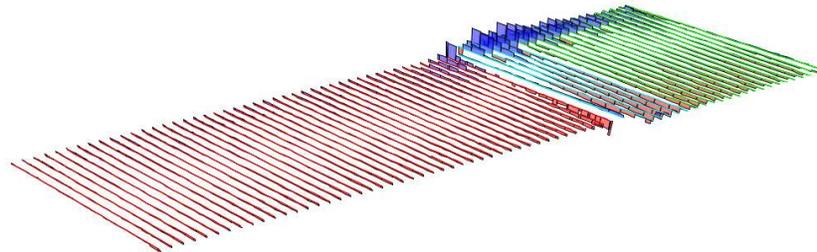


Figura 37: taglio disposizione carichi mobili I.IIII

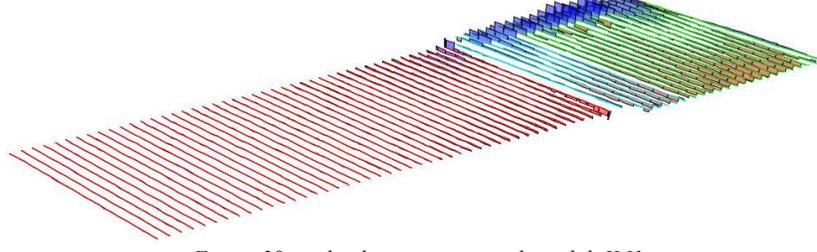


Figura 38: taglio disposizione carichi mobili II.II

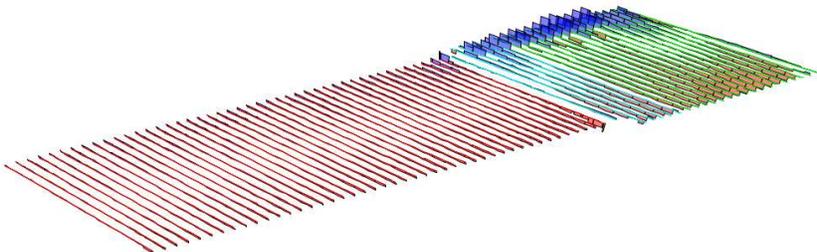


Figura 39: taglio disposizione carichi mobili II.III

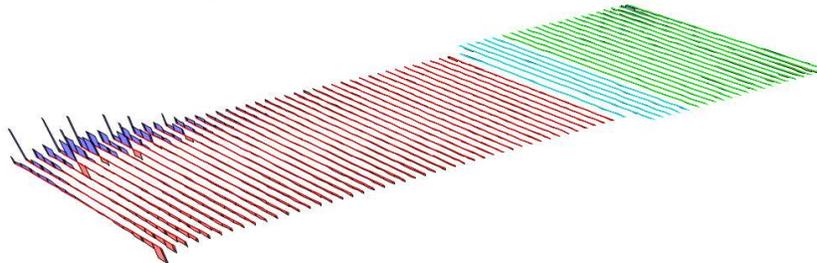


Figura 40: taglio disposizione carichi mobili III.II

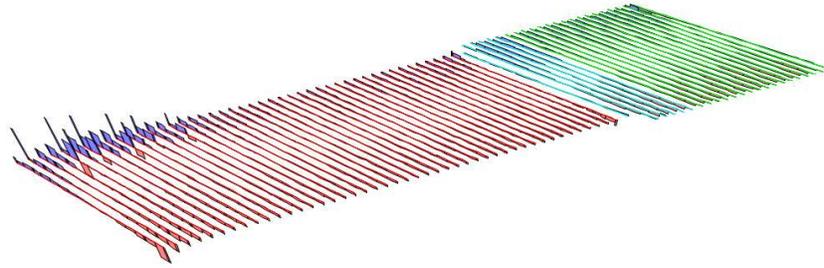


Figura 41: taglio disposizione carichi mobili III.III

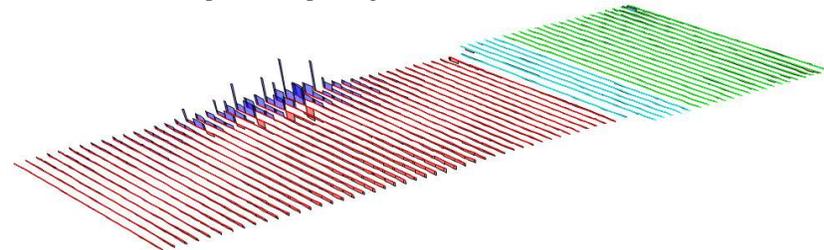


Figura 42: taglio disposizione carichi mobili IV.II

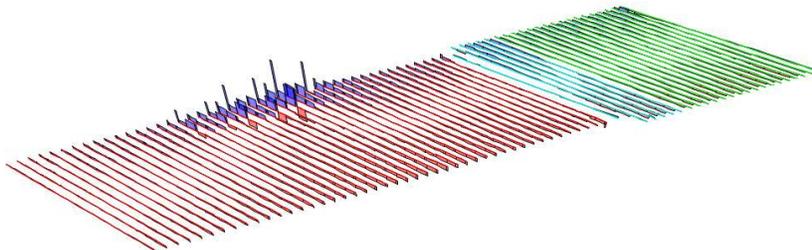


Figura 43: taglio disposizione carichi mobili IV.III

4.2.1 Verifica longitudinale impalcato anni '60

Nel presente paragrafo si riportano le sollecitazioni caratteristiche taglienti e flettenti relative agli elementi che modellano l'impalcato anni '60. In direzione longitudinale si ottengono le seguenti sollecitazioni su 50 cm di larghezza:

M _{min} = -70 kNm	elemento 123		
M _{max} = 468 kNm	elemento 3382		
V _{max} = 521 kN	elemento 396	→	52100/(65x50) = 16.03 daN/cm ²

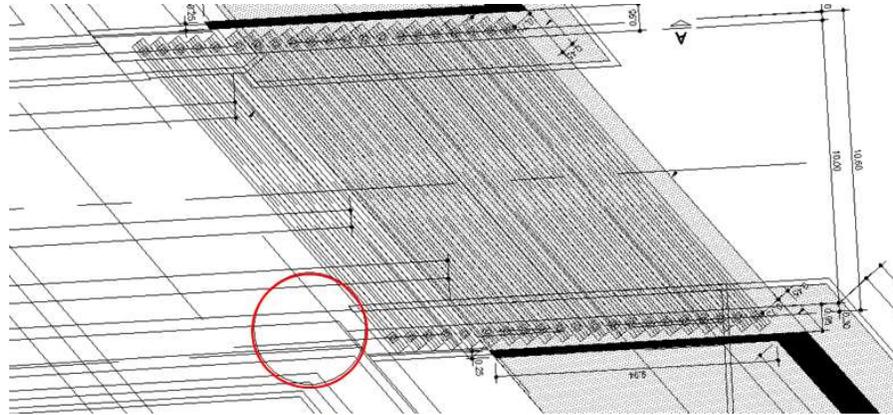
Si dimostra nel seguito (alla fine del paragrafo) che le verifiche non risultano soddisfatte in quanto si hanno i seguenti coefficienti di sicurezza tutti inferiori all'unità:

$$FS_{M_{min}} = 53.1/70 = 0.76$$

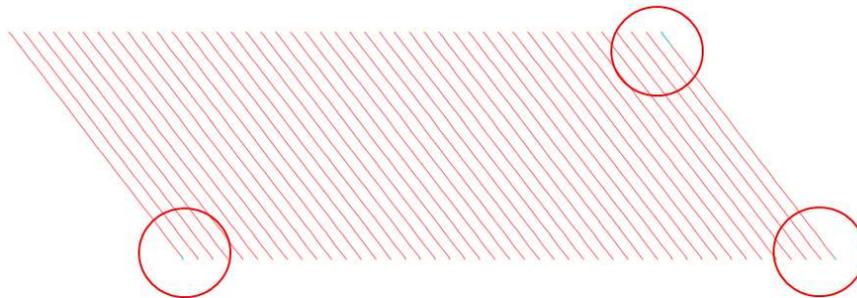
$$FS_{M_{max}} = 276.9/468 = 0.59$$

$$FS_{|V|_{max}} = 10.95/16.03 = 0.68$$

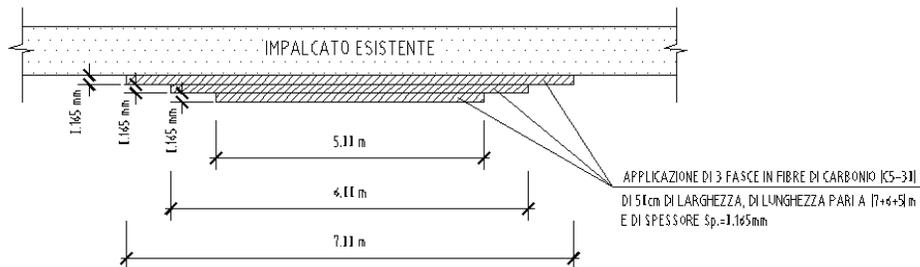
Il momento massimo negativo è superato però solo negli elementi 123 e 124 in una porzione estemamente limitata di impalcato posta in una zona contigua al primo ampliamento lato Rimini (evidenziata della figura seguente) e quindi non si ritiene di dover intervenire:



A taglio la verifica non è soddisfatta negli elementi 65, 396, 406, 409, 415 corrispondenti alle zone indicate concentrate negli spigoli dell'impalcato qui evidenziati e quindi a porzioni molto limitate:



La verifica a momento positivo invece non è soddisfatta in maniera diffusa e risulta quindi indispensabile introdurre nelle verifiche gli interventi di rinforzo predisposti sulla carreggiata nord durante i lavori relativi al primo ampliamento ed estenderli anche alla carreggiata sud:



Per le caratteristiche delle fibre C5-30 si fa riferimento alla tabella seguente:

	E	ρ	f_y	f_t	ϵ_u
CALCESTRUZZO Rck = 30 MPa	25000	2400	...	2-3	0.02
ACCIAIO • Fe B 44K • ARMONICO	206000 206000	7850 7850	440 1200	550 1900	> 20 > 5
MBraceFIBRE C1-30 (Carbonio alta resistenza)	230000	1820	...	3430	1.5
MBraceFIBRE C5-30 (Carbonio alto modulo)	390000	1820	...	3000	0.8
MBraceFIBRE C8-30 (Carbonio altissimo mod.)	640000	2100	...	1900	0.3
MBraceFIBRE G-60AR	65000	2600	...	1700	2.8

Per la verifica della sezione rinforzata si calcola il momento massimo che induce una tensione nell'acciaio di armatura tesa pari a f_{yd} avendo cura di verificare che risulti $|\sigma_c| < |f_{cd}|$. Si ottiene un momento pari a 261 kNm. Questo è il valore massimo di momento che la sezione può sopportare a flessione retta in assenza di rinforzi. La sezione di cls compressa ha altezza pari a 17.33 cm e si ha una tensione di compressione massima di 10.58 daN/cm².

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and a main workspace. The workspace contains several panels: 'Titolo' (empty), 'N° strati barre' (set to 2), 'Tipo Sezione' (Radio buttons for Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.), 'Sollecitazioni' (Input fields for N, M, Mx, My), 'P.to applicazione N' (Radio buttons for Centro, Baricentro cls, Coord.), 'Materiali' (Properties for B450C and C35/45), and a results panel showing calculated values for σ_c , σ_s , ϵ_s , d , x , x/d , and δ . A 'Verifica' button and 'N° iterazioni' field are also present.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	65	1	2.01	5
			2	12.3088	60

Material	ϵ_{su} [%]	ϵ_{c2} [%]	f_{yd} [N/mm²]	ϵ_{cu} [%]	E_s [N/mm²]	f_{cd} [N/mm²]	E_s/E_c	f_{cc}/f_{cd}	ϵ_{syd} [%]	$\sigma_{c,adm}$	$\sigma_{s,adm}$ [N/mm²]	τ_{co}	τ_{c1}
B450C	67.5	2	391.3	3.5	200 000	19.83	15	0.8	1.957	13.5	255	0.8	2.257
C35/45													

Calculated Results:

- σ_c : -10.58 N/mm²
- σ_s : 390.8 N/mm²
- ϵ_s : 1.954 ‰
- d : 60 cm
- x : 17.33 cm
- x/d : 0.2888
- δ : 0.801

Si calcola la massima deformazione delle fibre di rinforzo indicata, con ϵ_{fd} , utilizzando quanto riprotato in CNR-DT 200 R1/2013:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$$

con:

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}$$

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{1}{1.20} * \sqrt{\frac{390000}{0.165} * 2 * 0.10 * \sqrt{43 * 3.21}} = 0.005036$$

Si calcola il momento resistente della sezione imponendo la deformazione lato fibre pari a ε_{fdd} e variando la deformazione al lembo compresso al fine di avere risultante di sforzo normale nulla e verificando che il momento resistente sia maggiore del momento agente. Si ottiene un momento resistente di 559.5 kNm con un fattore di sicurezza di 1.20. La sezione risulta verificata:

B	50	cm	base sezione rettangolare
H	65	cm	altezza sezione rettangolare
M _{Ed}	468	kNm	momento massimo agente nell'elemento
f _{cd}	198.3	daN/cm ²	
E _f	3900000	daN/cm ²	modulo elastico fibre
M ₁	261	kNm	momento resistente in assenza del rinforzo
σ _{c,1}	105.80	daN/cm ²	tensione cls sezione non rinforzata per M ₁
σ _{s,1}	3908.00	daN/cm ²	tensione acciaio sezione non rinforzata per M ₁
h ₁	17.3	cm	altezza zona compressa non rinforzata per M ₁
A _{s,sup}	2.0	cm ²	area armatura superiore
A _{s,inf}	12.3	cm ²	area armatura inferiore
d _{s,sup}	5	cm	distanza baricentro armature superiori da lembo compresso
d _{s,inf}	60	cm	distanza baricentro armature inferiori da lembo compresso
ε _{cu}	0.0035		deformazione ultima cls
ε _{c4}	0.0007		definizione stress-block 4.1.2.1.2.2 NTC
A _f	2.475	cm ²	area fibre
d _f	65	cm	distanza baricentro fibre inferiori da lembo compresso
ε _{sup}	0.001656663		deformazione di compressione lato cls
ε _{sup} <ε _{cu}	OK		
ε _{fdd}	0.005036		deformazione di trazione massima ammissibile fibre
x	16.09		posizione asse neutro sezione rinforzata
x<h ₁	OK		
ε _{s,sup}	0.00114184		deformazione acciaio compresso

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	65	1	2.01	5
			2	12.3088	60

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
$E_s \cdot E_c$	200.000 N/mm ²	f_{cd}	19.83
$\epsilon_s \cdot E_c$	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

M_{xRd} 276.9 kN m

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

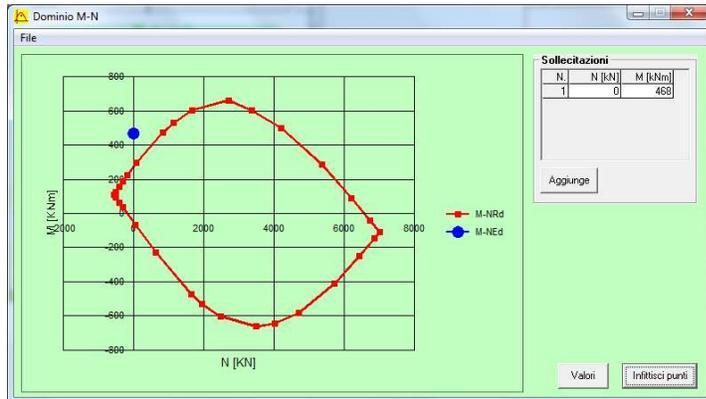
ϵ_s 3.5 ‰

ϵ_s 32.97 ‰

d 60 cm

x 5.758 x/d 0.09596

δ 0.7



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	65	1	2.01	5
			2	6.1544	60

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -70 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

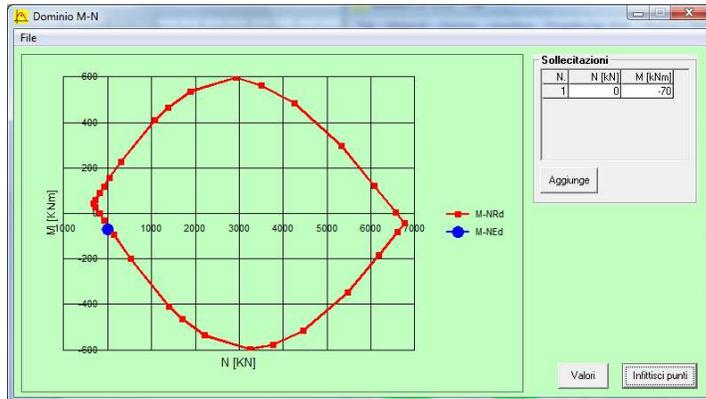
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s E_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -53.1 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 57.81 ‰
 d 60 cm
 x 3.425 x/d 0.05709
 δ 0.7



f _{ck}	35	MPa		
h	650	mm		
c	50	mm		
d	600	mm		
k	1.58			
V_{min}	0.41	MPa		
	4.10	daN/cm²		
A _{sl,sup}	402	mm²	16	50
A _{sl,inf}	402	mm²	16	50
b _w	1000	mm		

ρ_1	0.001			
V_{Rd}	0.25	MPa	senza armatura a taglio	
	2.51	daN/cm ²		
θ	22	°		
ctg θ	2.48	ok	D	passo
A_{sw}	314	mm ²	10	25
s	250	mm		
α	90	°	1D10 25x25	
ctg α	6E-17			
f_{yd}	391	MPa		
	657217	N		
V_{Rsd}	1.10	MPa		
	10.95	daN/cm ²		
	1859948	N		
V_{Rcd}	3.10	MPa		
	31.00	daN/cm ²		
V_{Rd}	1.10	MPa	con armatura a taglio	
	10.95	daN/cm ²		

4.2.2 Verifica trasversale impalcato anni '60

In direzione trasversale l'impalcato è modellato con elementi rettangolari di dimensione 120cmx65cm. Le massime e minime sollecitazioni di taglio e momento nella combinaizone di inviluppo di stato limite ultimo agenti sono:

$M_{min} = -271$ kNm elemento 3654

$M_{max} = 177.6$ kNm elemento 1172

$|V|_{max} = 24$ kN elemento 396 → $2400 / (65 \times 120) = 0.30$ daN/cm²

Si dimostra nel seguito che le verifiche risultano soddisfatte:

$$FS_{M_{min}} = -285.9 / -271 = 1.05$$

$$FS_{M_{max}} = 283.2 / 177.6 = 1.59$$

$$FS_{|V|_{max}} = 4.10 / 0.30 = 13.7$$

Il momento massimo positivo è sempre verificato predisponendo l'armatura minima presente, cioè senza considerare gli infittimenti presenti in alcune zone. Il momento negativo è sempre verificato con l'armatura minima presente tranne che negli elementi 4011, 4012, 3654, 3655 e 3656 concentrati nelle zone indicate nella figura seguente. In queste zone sono tuttavia presenti infittimenti di armatura che conducono a un momento resistente superiore a quello agente:



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	65	1	12.06	60
			2	6.03	5
			3	14.76	60
			4	6.03	5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -271 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

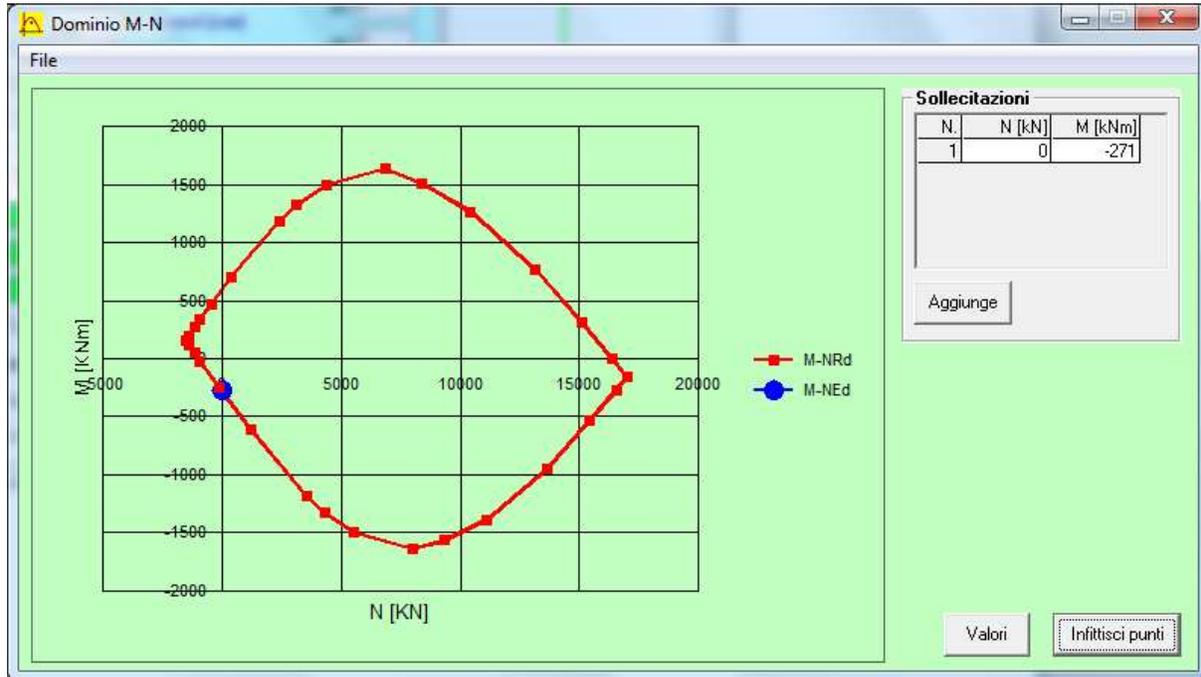
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -285.9 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 46.21 ‰
 d 60 cm
 x 4.224 x/d 0.0704
 δ 0.7



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.06	60
2	6.03	5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

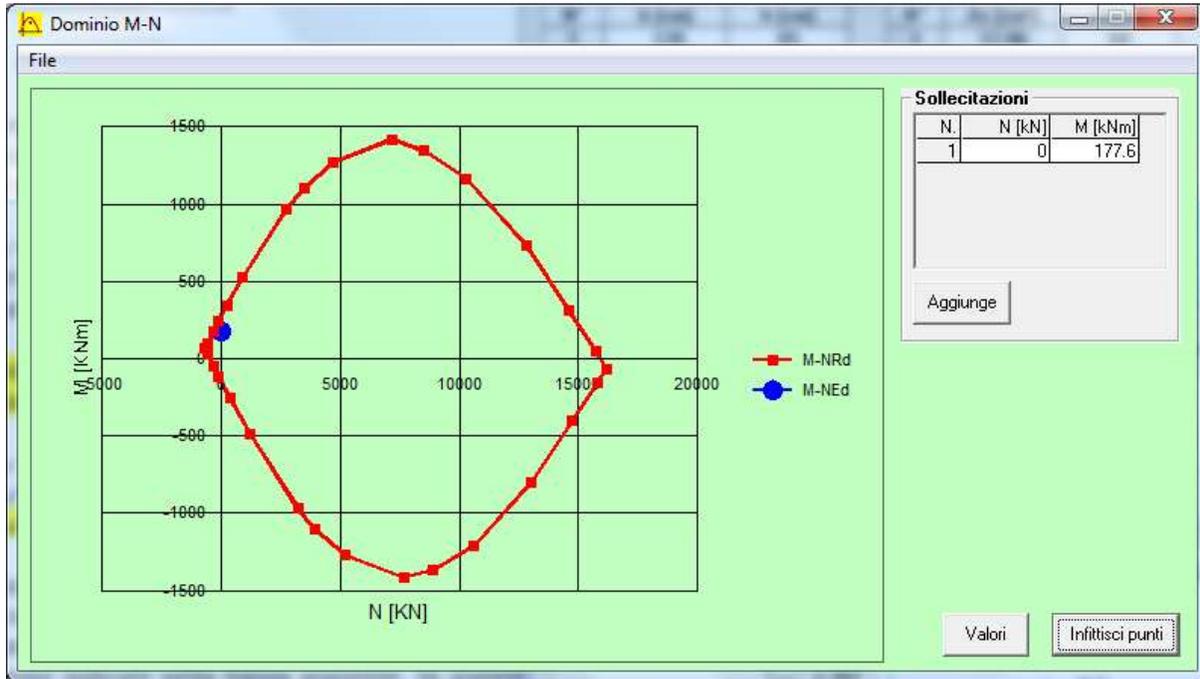
Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

M_{xRd} 283.2 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 E_c 3.5 ‰
 E_s 57.72 ‰
 d 60 cm
 x 3.431 x/d 0.05718
 δ 0.7



4.2.3 Verifica travi longitudinali primo allargo

A momento positivo la verifica è condotta considerando le massime sollecitazioni agenti nelle diverse fasi senza considerare i singoli valori associati ma, a favore di sicurezza, considerando i massimi tutti concomitanti nella medesima sezione. La trave presenta solo armatura lenta. A fronte di un momento massimo agente di 974.12 kNm si ha un momento resistente di 1097 kNm con un fattore di sicurezza FS pari a 1.13.

Materiali

Calcestruzzo trave c.a.

Resistenza cilindrica caratteristica

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (11.2.2)

Resistenza media a traz. semplice $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ (11.2.10.2)

Resistenza caratt. a traz. semplice $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$ (11.2.10.2)

Resistenza di progetto a traz. semplice f_{ctd} / γ_c (4.1.2.1.2)

Resistenza media a traz. per flessione $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm}$ (11.2.10.2)

Resistenza caratt. a traz. per flessione $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$ (11.2.10.2)

Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ (4.1.2.1.1)

$\eta = 1$ per barre di diametro minore uguale a 32mm

Tensione tangenziale caratt. di aderenza acciaio-cls (4.1.8)

Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-cls (4.1.7)

Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3}$ (11.2.10.3)

C45/55

$f_{ck} = 45$ MPa

$\gamma_c = 1.50$

$\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cm} = 53.00$ MPa

$f_{ctm} = 3.80$ MPa

$f_{ctk} = 2.66$ MPa

$f_{ctd} = 1.77$ MPa

$f_{ctm} = 4.55$ MPa

$f_{ctk} = 3.19$ MPa

$f_{cd} = 25.50$ MPa

$\eta = 1.00$

$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} = 5.98$ MPa

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.99$ MPa

$f_{bd,red} = f_{bd} / 1,5 = 2.66$ MPa

$E_{cm} = 36283$ MPa

Tensioni iniziali nel cls (NTC2008 4.1.8.1.4)

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$\sigma_c < 0,70 f_{ck}$ (f_{ck} = resistenza caratteristica del cls all'atto del tiro)

$f_{ck} = 35.00$ MPa

$\sigma_c < 24.50$ MPa

Calcestruzzo soletta collaborante

C35/45

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	45	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	35	MPa
γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50	
α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (11.2.2)	$f_{cm} =$	43.00	MPa
Resistenza media a traz. semplice $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ (11.2.10.2)	$f_{ctm} =$	3.21	MPa
Resistenza caratt. a traz. semplice $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$ (11.2.10.2)	$f_{ctk} =$	2.25	MPa
Resistenza di progetto a traz. semplice f_{ctd} / γ_c (4.1.2.1.2)	$f_{ctd} =$	1.50	MPa
Resistenza media a traz. per flessione $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm}$ (11.2.10.2)	$f_{ctm} =$	3.85	MPa
Resistenza caratt. a traz. per flessione $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$ (11.2.10.2)	$f_{ctk} =$	2.70	MPa
Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ (4.1.2.1.1)	$f_{cd} =$	19.83	MPa
$\eta = 1$ per barre di diametro minore uguale a 32mm		1.00	
Tensione tangenziale caratt. di aderenza acciaio-cls (4.1.8)	$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} =$	5.06	MPa
Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-cls (4.1.7)	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c =$	3.37	MPa
	$f_{bd,red} = f_{bd} / 1,5 =$	2.25	MPa
Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate			
Modulo elastico $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3}$ (11.2.10.3)	$E_{cm} =$	34077	MPa

Acciaio ordinario

B450C

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{y,k} =$	450	MPa
Tensione di rottura caratteristica	$f_{t,k} =$	540	MPa
γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Tensione di snervamento di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (4.1.6)	$f_{y,d} =$	391.3	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000	MPa
Coefficiente di dilatazione termica lineare	$\alpha_s =$	1.2E-05	1/C°

Acciaio da precompresso (NTC2008 tab 11.3.VII)

$f_{ptk} =$	1860.00	MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} =$	1670.00	MPa	tensione carr. all'1% di def. totale

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (4.1.8.1.5):

$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(1)k} = 1503.00$ MPa

$\sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} = 1488.00$ MPa

Tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio (4.1.2.2.5.2)

$\sigma_s = 0,8 f_{p(1)k} = 1336.00$ MPa

Resistenza di calcolo (4.1.2.1.1.3)

$$f_{yd} = f_{p(1)k} / 1,15 = 1452.17 \text{ MPa}$$

Tensioni di esercizio nel cls a cadute avvenute (NTC2008 4.1.8.1.3)

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
 $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

Travi in precompresso	C45/55	$\sigma_c =$	27.00	MPa	comb. caratt.
		$\sigma_c =$	20.25	MPa	comb. quasi perm.
Soletta in opera	C35/45	$\sigma_c =$	21.00	MPa	comb. caratt.
		$\sigma_c =$	15.75	MPa	comb. quasi perm.

Caratteristiche geometriche trave in cap

Trave in c.a.p.

$B_{inf} =$	0.50	m	base ala inferiore
$H_{inf} =$	0.20	m	altezza ala inferiore
$B_{sup} =$	0.20	m	base anima
$H_{sup} =$	0.40	m	altezza anima
$H_{tot} =$	0.60	m	altezza totale trave
$A_{trave} =$	0.18	mq	area trave
$yG_{trave} =$	0.233	m	baricentro da intradosso trave
$JG_{trave} =$	0.00540	m ⁴	momento di inerzia
$p =$	4.50	kN/m	peso a metro della trave in c.a.p.
$L_{calcolo} =$	14.00	m	luce di calcolo trave

Trefoli

A_p = area singolo trefolo
 A_l = area singolo livello di tefoli
 y = posizione livelli trefoli da intradosso trave
 t = tensione di precompressione
 T = carico di precompressione

Livello	n° trefoli	y [m]	A_p [mmq]	A_l [mmq]	t [MPa]	T [kN]
1	1	0.05	0.0	0.00001	1200	0.00
2	0	0.100	0.0	0	1200	0.00
3	0	0.15	0.0	0	600	0.00
4	0	0.45	0.0	0	600	0.00
TOT	1	0.050		0.00001		0.00

$yG_{trefoli} =$	0.050	m	baricentro da intradosso trave
$JG_{trefoli} =$	0.00000000	m ⁴	momento di inerzia

Armatura lenta su trave c.a.p.

Livello	n° barre	y [m]	A_s [mmq]	A_l [mmq]	J [m ⁴]	ϕ [mm]
1	3	0.05	531	1593	0.000022	26
2	4	0.05	314	1257	0.000017	20
3	6	0.15	314	1885	0.000000	20
4	3	0.55	314	942	0.000139	20
5	0	0	0	0	0.000000	0
TOT	16	0.166		5677	0.000178	

$yG_{barre} =$	0.166	m	baricentro da intradosso trave
$JG_{barre} =$	0.000178	m ⁴	momento di inerzia

Trave c.a.p. + trefoli + barre c.a.

$A_{trave} =$	0.18	mq	area trave c.a.p
$A_{trefoli} =$	1E-11	mq	area trefoli
$A_{barre\ ca} =$	0.005676858	mq	area barre c.a.
$yG_{trave} =$	0.233	m	baricentro trave da intradosso sezione
$yG_{trefoli} =$	0.050	m	baricentro trefoli da intradosso sezione
$yG_{barre\ ca} =$	0.166	m	baricentro barre c.a. da intradosso trave
$n_{trefoli} =$	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
$n_{ca} =$	15		coeff. di omogenizzazione armature-cls
$A_{trav+tref+ca} =$	0.265152869	mq	area trave + trefoli omogenizzati + barre omogenizzate
$yG_{trav+tref+ca} =$	0.212	m	baricentro trave + trefoli omogenizzati + barre omogenizzate
$JG_{trav+tref+ca} =$	0.00833	m4	momento di inerzia trave + trefoli omogenizzati + barre om.
$ys_{trav+tref+ca} =$	0.388	m	distanza baricentro - fibra superiore
$yi_{trav+tref} =$	0.212	m	distanza baricentro - fibra inferiore
$y_{trefoli} =$	0.162		distanza baricentro - trefoli primo livello
$Ws_{trav+tref} =$	0.02145	m3	momento resistente superiore
$Wi_{trav+tref} =$	0.03932	m3	momento resistente inferiore
$W_{trefoli} =$	0.05147	m3	momento resistente trefoli primo livello
$e_{trefoli} =$	-0.162	m	eccentricità trefoli rispetto baricentro trave

Soletta collaborante

$B_{inf} =$	0.30	m	
$H_{inf} =$	0.40	m	
$B_{sup} =$	0.50	m	
$H_{sup} =$	0.20	m	
$A_{sol} =$	0.22	mq	
$yG_{sol} =$	0.536	m	baricentro da intradosso trave
$JG_{sol} =$	0.007	m4	momento di inerzia
$p =$	5.50	kN/m	peso a metro

Trave c.a.p + trefoli + barre c.a. + soletta

$H_{tot} =$	0.80	m	altezza totale trave + soletta
$n =$	0.9392		coeff. di omogenizzazione cls soletta -> cls trave
$A_{tot} =$	0.4718	mq	area trave + trefoli + soletta omogenizzata
$yG_{tot} =$	0.354	m	baricentro trave + trefoli + soletta omogenizzata
$JG_{tot} =$	0.02695	m4	momento inerzia trave + trefoli + soletta omogenizzata
$ys_{soletta} =$	0.446	m	distanza baricentro - fibra superiore soletta
$ys_{trave} =$	0.246	m	distanza baricentro - fibra superiore trave
$yi_{trave} =$	0.354	m	distanza baricentro - fibra inferiore trave
$y_{trefoli} =$	0.304	m	distanza baricentro - primo livello di trefoli
$Ws_{soletta} =$	0.060	m3	momento resistente fibra superiore soletta
$Ws_{trave} =$	0.110	m3	momento resistente fibra superiore trave
$Wi_{trave} =$	0.076	m3	momento resistente fibra inferiore trave
$W_{trefoli} =$	0.089	m3	momento resistente trefoli primo livello
$e_{trefoli} =$	-0.304	m	eccentricità trefoli rispetto baricentro trave + soletta

Ritiro differenziale soletta (NTC2008 11.2.10.6)

Ac =	0.22	mq	area soletta in opera
u =	0.50	m	perimetro esposto all'aria
h0 =	880.00	mm	dimensione fittiza ho = 2Ac / u
kh =	0.70		
UR =	80	%	umidità relativa
εco =	0.00026		deformazione da ritiro per essiccamento
εcd,inf =	0.0001785		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.

Assumendo che all'atto del getto della soletta, la trave in cap abbia già scontato il 50% del ritiro, segue che il ritiro differenziale agente sulla sezione è la metà di quello appena calcolato, ossia:

εcd,diff =	0.000089	ritiro differenziale trave-soletta
------------	----------	------------------------------------

Al fine di considerare gli effetti della viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata, è possibile considerare un valore fittizio del modulo del elasticità del cls fornito dalla (CNR 10016-85 3.3.1.4)

Ec* = Ec / (1+ φt)		dove φt = φinf (1-e ^{-t})	Cautelativamente si usa φt = φinf
φinf =	1.33		coeff. di viscosità Vedi "cadute di tensione)
Ec* =	14625385	kN/mq	modulo elastico soletta ridotto
Nr =	287.169	kN	azione da ritiro
e =	0.182	m	distanza baricentro soletta - baricentro trave+soletta
Mr =	52.39	kNm	momento da ritiro su singola trave

Ritiro differenziale trave-soletta

$$Fsd = \frac{\epsilon_{csd} * E^*}{\frac{1}{A} + \frac{e_1^2}{J} + \frac{1}{As * n}} =$$

La forza Fsd indotta dal ritiro differenziale ed applicata al baricentro della soletta, si ricava facendo l'equilibrio delle forze e la congruenza degli spostamenti tra la soletta che tende ad accorciarsi e la sezione composta che si oppone a questo movimento facendo nascere un regime di tensione che mantiene la conservazione delle sezioni piane.

Nella formula sopra riportata:

εcsd =	0.000089		Ritiro differenziale
Ec* =	14625385	kN/mq	Modulo elastico ridotto per effetti viscosi
A =	0.472	mq	area sezione composta e omogenizzata
J =	0.02695	m4	Inerzia sezione composta e omogenizzata
As =	0.22	mq	Area soletta
e1 =	0.182	mq	Distanza baricentro soletta - baricentro sezione composta
n =	0.939		coeff. di omogenizzazione cls soletta -> cls trave
Fsd =	159.29	kN	Forza da ritiro differenziale

Mr = 29.06 kNm

**SEZIONE DI MEZZERIA
 VERIFICA AGLI SLU**

Carico **M**
 [kNm]

Pp trave	110.25
Precompress.	0.00
Pp + prec	110.25
Cadute I	0.00
Soletta	134.75
Cadute II	0.00
Permanenti	66.47
Ritiro diff.	52.39
Cadute III	0.00
Mobili (QPERM)	0.00
Mobili (RARA)	356.14

γ_{G1} =	1.35	Coefficiente combinazione SLU carichi strutturali
γ_{G2} =	1.50	Coefficiente combinazione SLU carichi permanenti portati non strutturali
γ_Q =	1.35	Coefficiente combinazione SLU carichi da traffico
γ_{ϵ} =	1.20	Coefficiente combinazione SLU ritiro

$M_{Sd,SLU}$ = 974.12 kNm
 $M_{Rd,SLU}$ = 1097.00 kNm

$M_{Sd,SLU}$ = 974.12 kNm < 1097.00 kNm = $M_{Rd,SLU}$

La verifica risulta essere soddisfatta

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 3 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b sup [cm]	b inf [cm]	h [cm]
1	50	50	20
2	20	20	40
3	50	50	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.35	75
2	18.85	65
3	9.42	25
4	4.02	5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{cl}	2.257

M_{xRd} 1 097 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 8.908 ‰
 d 75 cm
 x 21.16 x/d 0.2821
 δ 0.7926

5 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le spalle del viadotto esistenti (appartenenti al blocco “ORIGINARIO” e all’ ”AMPLIAMENTO 1”) e di nuova realizzazione (“AMPLIAMENTO 2”) sono calcolate indipendentemente e in base alle sollecitazioni agenti sull’impalcato e direttamente sulle spalle stesse (in particolare, la spinta del terreno ed il sovraccarico accidentale spingente, in condizioni statiche e sismiche).

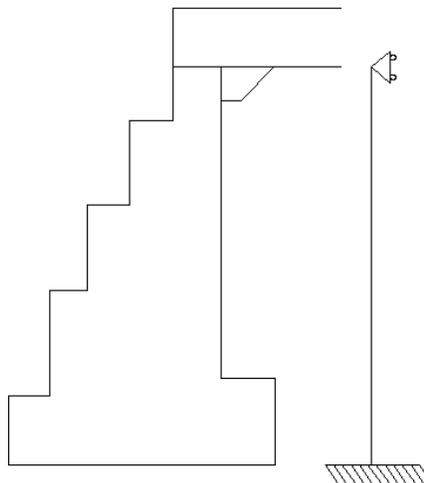
Tabella 5-1. Caratterizzazione spalle

Spalla	Tipologia
ORIGINARIA	a gravità
AMPLIAMENTO 1	mensola in c.a.
AMPLIAMENTO 2	mensola in c.a.

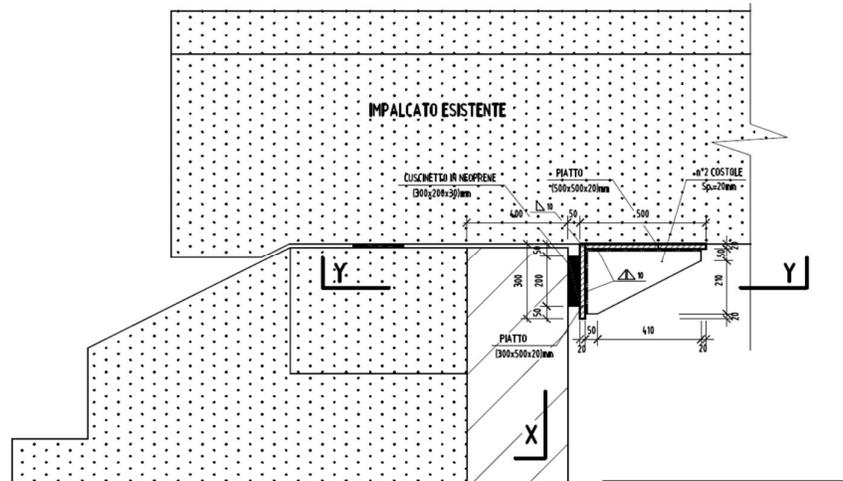
Le spalle presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale. A fronte di quanto appena esposto, si conducono le verifiche solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale e per metro di lunghezza considerando il paramento frontale e il muro d’ala come indipendenti e combinando le sollecitazioni nelle due direzioni della platea.

5.2 SPALLE STRUTTURA ORIGINARIA

Nonostante le spalle della struttura originaria siano dotate di sistema di tiranti di ancoraggio (inseriti durante la realizzazione del primo allargo) la verifica in oggetto è condotta trascurandone la presenza e quindi le verifiche sono condotte secondo l’Approccio 2 (A1+M1+R3). La verifica è condotta assumendo uno schema statico di incastro - puntone, come rappresentato nella figura seguente:



Il puntone in sommità alla spalla è rappresentato dalla struttura dell'impalcato.
 In corrispondenza dell'impalcato originale della carreggiata Nord sono già stati disposti durante i lavori di I° allargò dei ritegni longitudinali che realizzano il vincolo testa spalla – impalcato ipotizzato in precedenza.



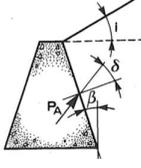
Durante i lavori di costruzione del II° allargò sar  invece installato sull'altra carreggiata il dispositivo idoneo a realizzare il tipo di vincolo orizzontale tra spalla e impalcato ipotizzato nello schema precedente.

Per le verifiche a capacit  portante delle fondazioni saranno presi a riferimento i coefficienti di sicurezza stabiliti dal D.M: 14/01/2008 in tabella. 6.5.I a cui corrisponde un coefficiente γ_R a capacit  portante pari a 1.4. Le verifiche sono condotte in regime di spinta attiva con β pari a 0.31.

5.2.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle della struttura originaria.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	NORD	FONDAZIONE		DIRETTA	
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
Geometrie delle sottostrutture originaria					
L1		29.68	[m]	Larghezza zattera	
L2		29.68	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		3.00	[m]	Lunghezza zattera	
b1		0.20	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		2.20	[m]	Spessore paramento	
b3		0.60	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		0.00	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.00	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.35	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H _{TOT}		8.61	[m]	Altezza totale	
H1		2.00	[m]	Spessore zattera	
H2		5.96	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.00	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		0.65	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.00	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav_M}		6.61	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav_V}		0.60	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Geometrie dell'impalcato originario					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.			
B _{tot}		29.68	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		29.68	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		11.40	[m]	Lunghezza impalcato	
n _T		1		Numero travi principali	
H _{sol}		0.250	[m]	spessore soletta in c.a.	
H _{pav}		0.2000	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi	
H _{cord_sic}		0.50	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B _{cord_sic}		2.33	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H _{cord_FOA}		0.00	[m]	altezza cordolo FOA	
B _{cord_FOA}		0.00	[m]	larghezza cordolo FOA	
H _{FOA}		0.00	[m]	altezza FOA	
sb _{FOA}		0.00	[m]	aggetto FOA	
Caratteristiche dei materiali					
Y _{cls}		25	[kN/m ³]		
Y _{steel}		78.5	[kN/m ³]		
Y _{pav}		22	[kN/m ³]		
q		20	[kN/m ²]	sovraccarico accidentale da traffico	

Parametri geotecnici del terreno di rilevato				
γ_{terreno}		20	[kN/m ³]	
ϕ' (M1)		35.00	[°]	
ϕ' (M2)		29.26	[°]	
δ		19.50	[°]	
β		10.00	[°]	
i		0.00	[°]	
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)				
γ_{terreno}		19	[kN/m ³]	
ϕ		21.3	[°]	
c'		0	[kPa]	

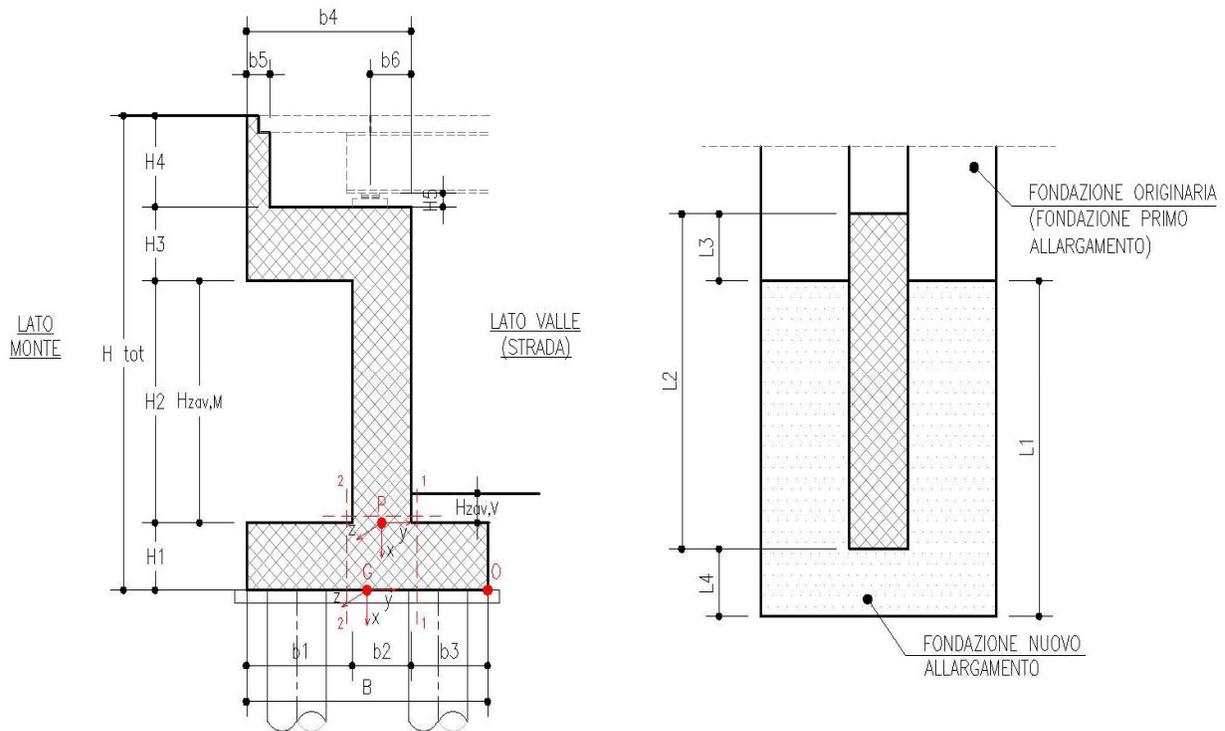


Figura 5-1. Schema dimensioni geometriche spalla

5.2.2 Coefficienti sismici

Località:		Opera 115T (Via Rivani)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_C^* [sec]	F_0
	SLV	949	0.215	0.315	2.428
Categoria di sottosuolo:			D		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.62	1.00	0.348
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.108		
Coefficiente sismico verticale		k_v	0.054		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
<u>Sisma diretto verso l'alto: - kv</u>					
		[°]	[rad]		
θ		10.00	0.17		
δ		23.33	0.41		
β		0.00	0.00		
ψ		6.50	0.11		
φ - M1		35.00	0.61		
φ - M2		29.26	0.51		
k_{AE} - M1		0.40			
k_{AE} - M2		0.48			

<u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u>					
	[°]	[rad]			
θ	10.00	0.17			
δ	23.33	0.41			
β	0.00	0.00			
ψ	5.84	0.10			
φ - M1	35.00	0.61			
φ - M2	29.26	0.51			
k_{AE} - M1	0.40				
k_{AE} - M2	0.47				

5.2.3 Analisi delle sollecitazioni da impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi trasmessi dall'impalcato in sommità della spalla.

Peso proprio impalcato - totale

Peso proprio travi longitudinali - totale	3384	[kN]
Peso proprio traversi - totale	0	[kN]
Incremento 20% per controventi e bulloneria	0	[kN]
Peso proprio soletta	2115	[kN]
Totale	5498	[kN]

Su spalla 2749 [kN]

Peso proprio cordolo - totale

Peso proprio cordolo sicurvia	332	[kN]
Peso proprio cordolo FOA	0	[kN]
Totale	332	[kN]

Su spalla 166 [kN]

Peso proprio guardrail - totale

Peso proprio guardrail	17	[kN]
Totale	17	[kN]

Su spalla 9 [kN]

Peso proprio pavimentazione - totale

Peso proprio pavimentazione	1372	[kN]
Totale	1372	[kN]

Su spalla **686** **[kN]**

Retrorave = **0.50** [m]

Luce calcolo trave = 10.4 [m]

Tandem 1 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio
 (massimo taglio su impalcato e massima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	1200	[kN]
Reazione su spalla	1188.46	[kN]

Tandem 2 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio opposto
 (minimo taglio su impalcato e minima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	1200	[kN]
Reazione su spalla	11.54	[kN]

Carico distribuito - totale	1002	[kN]
Reazione su spalla	501	[kN]

Frenatura F_y

Azione dovuto alla Frenatura	391	[kN]
Totale	391	[kN]

Su Spalla **391** **[kN]**

Si riportano di seguito le sollecitazioni dell'impalcato calcolate nel baricentro della fondazione della spalla.

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <u>FONDAZIONE</u>		SOLLECITAZIONI PER GROUP - Verifica <u>FONDAZIONE</u>		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
Peso Proprio	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
	-7.96	0.55	2749	0	-1512

Cordolo	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
----------------	-------	-------	-------	-------	-------

	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	166	0	-91

FOA	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	0	0	0

Guardrail	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	9	0	-5

Pavimentazione	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	686	0	-377

Vento	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	0	0	0

Neve	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	0	0	0

Tandem 1	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	1188	0	-654

Tandem 2	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	0	0	12	0	0

Distribuito	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	501	0	-275

Frenatura	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	0	391	-3111

valutata come 5% dei carichi permanenti

Resistenza passiva dei vincoli	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	0	180	-1437

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

Sisma dir. orizz.	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	0	825	-6571

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

Sisma dir. vert.	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.96	0.55	213	0	-117

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <u>FONDAZIONE</u>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <u>FONDAZIONE</u>		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-7.96	0.55	93	0	-51
Cordolo	-7.96	0.55	6	0	-3
FOA	-7.96	0.55	0	0	0
Guardrail	-7.96	0.55	0	0	0
Pavimentazione	-7.96	0.55	23	0	-13
Vento	-7.96	0.55	0	0	0
Neve	-7.96	0.55	0	0	0
Tandem 1	-7.96	0.55	40	0	-22

Tandem 2	-7.96	0.55	0	0	0
Distribuito	-7.96	0.55	17	0	-9
Frenatura	-7.96	0.55	0	13	-105

Resistenza passiva dei vincoli	-7.96	0.55	0	6	-48
Sisma dir. orizz.	-7.96	0.55	0	0	0
Sisma dir. vert.	-7.96	0.55	0	0	0

Il sistema di ritegni sismici presenti sull'opera fa sì che l'impalcato trasmetta trasversalmente le azioni relative alla massa di metà campata afferente, così come per la componente verticale, mentre in direzione longitudinale è tale che l'azione sismica dell'impalcato agisca in direzione opposta a quella delle spinte delle terre. Nel calcolo della spalla risulta quindi dimensionate la condizione di sisma agente con verso concorde alle spinte delle terre. In tale situazione l'azione longitudinale del sisma da impalcato è posta pari a 0, poiché andrà a scaricarsi, mediante i ritegni posizionati con i lavori del 1° allargo, sulla spalla opposta.

Non è inoltre considerato il sisma verticale poiché la spalla non rientra in uno dei casi in cui la normativa ne richiede la valutazione.

5.2.4 Analisi delle sollecitazioni in fondazione

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Fondazione	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Paramento	-4.98	-0.20	479.00	0.00	95.80
Cordolo in c.a.	-7.96	0.90	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-8.29	0.90	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato valle	-2.30	1.20	7.20	0.00	-8.64
TOTALE			486	0	87

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
-------------	--------------------	--------------------	-----------------------	-----------------------	------------------------

Zavorra a tergo	-5.31	-1.40	26.44	0	37
-----------------	-------	-------	--------------	----------	-----------

(C3): Spinta delle terre - attiva

H _{SPINTA} [m]	8.61
-------------------------	------

Comb.	ka	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
M1	0.3235	-2.65	-1.03	131	154.47	-74.34

(C4): Sovraccarico accidentale

q [kN/m ²]	20
------------------------	----

<u>Componente verticale</u>		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	-1.40	4.00	0	5.60

<u>Componente orizzontale</u>		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1		-3.98	-0.80	28	27	-20
Sovr. accidentale (4b) M2		-3.98	-0.80	30	33	-29

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

k _h	0.108
k _v	0.054

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Fondazione	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Paramento	-4.98	-0.20	-25.81	51.62	-71.30
Cordolo in c.a.	-7.96	0.90	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-8.29	0.90	0.00	0.00	0.00
Zavorra a tergo	-5.31	-1.40	-1.42	2.85	-5.36
Zavorra lato valle	-2.30	1.20	-0.39	0.78	-0.62
TOTALE			-28	55	-77

Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Fondazione c.a.	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Paramento c.a.	-4.98	-0.20	25.81	51.62	-60.97
Trave in c.a.	-7.96	0.90	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia in c.a.	-8.29	0.90	0.00	0.00	0.00
Zavorra a tergo	-5.31	-1.40	1.42	2.85	-1.37
Zavorra lato valle	-2.30	1.20	0.39	0.78	-1.55
TOTALE			28	55	-64

5.2.5 Combinazioni di calcolo

5.2.5.1 Approccio 2 (A1+M1+R3)

Nome	Descrizione	-		γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{sis}
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffic o	traffic o 1	traffic o 2a	traffic o 2a config 2	no traffic o	traffic o 1	traffic o 2a	traffic o 2a config 2	Traffic o +	Traffic o -	no traffic o	traffic o 1	traffic o 2a	traffic o 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMB	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

5.2.6 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

5.2.6.1 Approccio 1 (A1+M1+R3)

Riepilogo azioni caratteristiche (a metro):

RISULTANTI	C1			C2			C3		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	122	0	-67	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	486	0	87	26	0	37	131	154	-74
Totale	608	0	20	26	0	37	131	154	-74

RISULTANTI	C4a			C4b			C4c		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	0	0	0	40	0	-22
Sottostruttura	4	0	6	28	27	-20	0	0	0
Totale	4	0	6	28	27	-20	40	0	-22

RISULTANTI	C4d			C4e			C5		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	17	0	-9	0	13	-105
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	17	0	-9	0	13	-105

RISULTANTI	C6			C7			C8		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	6	-48	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	6	-48	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-28	55	-77	28	55	-64	0	43	-64
Totale	-28	55	-77	28	55	-64	0	43	-64

RISULTANTI	CS2 (+kv)		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0
Sottostruttura	0	64	-96
Totale	0	64	-96

Riepilogo azioni combinate (a metro):

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	pp	traffico 1	traffico 2a	traffico 2° config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
N _{Ed}	765	1139	1112	1072	849	926	899	859
V _{Ed}	161	253	271	271	253	253	271	271
M _{Ed}	-65	-171	-297	-275	-136	-178	-305	-282

DESCRIZIONE	sismica		Rara				frequente	
	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	9	10	11	12	13	14	15	16
N _{Ed}	810	755	794	850	830	801	786	823
V _{Ed}	285	264	187	187	201	201	181	181
M _{Ed}	-236	-217	-86	-117	-211	-194	-81	-101

5.2.7 Verifica capacità portante del plinto di fondazione

Si riportano di seguito le verifiche a capacità portante del plinto di fondazione. Le verifiche sono relativi alle sole condizioni più gravose.

Per la verifica a capacità portante delle spalle esistenti si è ipotizzato che il piano di posa delle fondazioni superficiali sia stato impostato sullo strato A limo-argilloso.

Dove non espressamente indicato le unità di misura sono kN m

Calcolo del carico limite secondo il metodo di Vesic

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE

B _x =	3.00	3.00	m
B _y =	1.00	1.00	m
H =	0.00	0.00	m
p.p.-fond =	0.00	0.00	kN

SOLLECITAZIONI

Comb	STR-D	SISSTR-ND	
<i>Sollecitazioni di verifica:</i>			
γ _G =	1.00	1.00	
γ _Q =	1.00	1.00	
N _{Ed} =	1139.00	810.00	kN
H _{Ed;x} =	271.00	285.00	kN
M _{Ed;x} =	305.00	236.00	kNm

$e_x =$	0.27	0.29	m
$B'x =$	2.46	2.42	m
$H_{Ed,y} =$	0.00	0.00	kN
$M_{Ed,y} =$	0.00	0.00	kNm
$e_y =$	0.00	0.00	m
$B'y =$	1.00	1.00	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Comb	STR-D	SISSTR-ND	
$\gamma_c =$	1.00	1.00	
$\gamma_\phi =$	1.00	1.00	
$\gamma_{R,v} =$	1.00	1.00	
$\gamma_\gamma =$	1.40	1.40	
$c'_k =$	0.00	130.00	= coesione
$\varphi_k =$	26.00	0.00	= angolo di attrito del terreno
$\gamma_{ak} =$	10.00	10.00	= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
$\gamma_{1k} =$	19.00	19.00	= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
$\gamma_{2k} =$	19.00	19.00	= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa
$c'_d =$	0.00	130.00	
$\varphi_d =$	26°	0°	
$\gamma_{ad} =$	7.14	7.14	
$\gamma_{1d} =$	13.57	13.57	
$\gamma_{2d} =$	13.57	13.57	
$z =$	2.70	2.70	= dislivello tra piano campagna e quota falda
$D_f =$	2.70	2.70	= dislivello tra piano campagna e piano di posa
$q' = q_0 =$	36.64	36.64	= pressione permanente ai bordi della fondazione
$B' =$	1.00	1.00	m
$L' =$	2.46	2.42	m

VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifica in direzione x

Comb	STR-D	SISSTR-ND	
$N_{Ed} =$	1139.00	810.00	kN
$V_{Ed} =$	271.00	285.00	kN
$N_q =$	11.85	1.00	
$N_\gamma =$	12.54	0.00	
$N_c =$	22.25	5.14	
$s_q =$	1.20	1.00	coefficienti di forma
$s_\gamma =$	0.84	0.83	
$s_c = s_c^0 =$	1.22	0.92	
$m = m^0 =$	1.29	1.29	inclinazione del carico
$i_q =$	0.70	1.00	
$i_\gamma =$	0.54	1.00	
$i_c =$	0.00	0.45	

$d_q=$	1.26	1.00	profondità piano di posa
$d_r=$	1.00	1.00	
$d_c=d_c^0=$	1.33	1.34	
$\varepsilon =$	0.00	0.00	inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
$b_q=$	1.00	1.00	
$b_r=$	1.00	1.00	
$b_c=$	1.00	1.00	
$\omega =$	0.00	0.00	inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
$g_q=$	1.00	1.00	
$g_r=$	1.00	1.00	
$g_c=$	1.00	1.00	
$Q_{lim}=$	1244.64	977.44	
$R_d=$	1244.64	977.44	
$N_{Ed}=$	1139.00	810.00	
Verifica	ok	ok	
CS =	1.09	1.21	

5.3 SPALLE STRUTTURA I° ALLARGO

Le spalle della struttura di I allargio sono opere di sostegno per le quali le verifiche a capacità portante delle fondazioni saranno condotte prendendo a riferimento i coefficienti di sicurezza stabiliti dal D.M: 140/01/2008 in tabella. 6.5.I.

Per le verifiche sarà inoltre utilizzato l'approccio 2: A1 + M1 + R3

La geometria della spalla realizzata con il I° allargio ha una larghezza limitata e presenta un muro di risvolto molto esteso che irrigidisce la struttura. Il comportamento strutturale della spalla di I° allargio sarà dunque assimilabile a quello di una struttura scatolare monolitica molto rigida. In considerazione di ciò e anche della recente costruzione dell'allargio non si ritiene necessario condurre ulteriori analisi strutturali sul plinto di fondazione e sull'elevazione. L'analisi a metro della spalla di I° allargio sarà perciò utilizzata per condurre solamente verifiche di capacità portante.

5.3.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle del I° allargio.

SPALLA ANALIZZATA		FONDAZIONE		DIRETTA
CARREGGIATA	NORD			
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture originaria				
L1	4.09	[m]	Larghezza zattera	
L2	3.31	[m]	Larghezza paramento	
L3	0.60	[m]	Risega su zattera esistente	
L4	0.75	[m]	Sbalzo zattera	

B	7.34	[m]	Lunghezza zattera
b1	5.40	[m]	Lunghezza retrozattera
b2	1.45	[m]	Spessore paramento
b3	0.49	[m]	Lunghezza avanzattera
b4	0.00	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.
b5	0.58	[m]	Spessore paraghiaia
b6	0.38	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)
H _{TOT}	7.64	[m]	Altezza totale
H1	1.50	[m]	Spessore zattera
H2	5.03	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia
H3	0.00	[m]	Spessore cordolo in c.a.
H4	1.11	[m]	Altezza paraghiaia
H5	0.20	[m]	Altezza baggio (valore medio)
H _{zav_M}	6.14	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)
H _{zav_V}	0.68	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)

Geometrie dell'impalcato originario

Tipologia
 impalcato

SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.

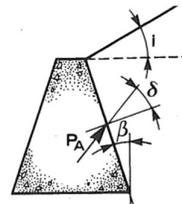
B _{tot}	2.91	[m]	Larghezza Totale Impalcato
B _{imp}	3.31	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi
L _{imp}	14.30	[m]	Lunghezza impalcato
n _T	5.0		Numero travi principali
i _T	0.50	[m]	Interasse travi principali
A _T	0.30	[m ²]	Sezione trave principale
L _{tr}	0.00	[m]	Lunghezza traversi
n _{tr}	0.00		numero traversi compresi quelli di testata
A _{tr}	0.00	[m ²]	sezione traverso
H _{sol}	0.150	[m]	spessore soletta in c.a.
H _{pav}	0.2000	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi
H _{cord_sic}	0.00	[m]	altezza cordolo sicurvia
B _{cord_sic}	0.00	[m]	larghezza cordolo sicurvia
H _{cord_FOA}	0.00	[m]	altezza cordolo FOA
B _{cord_FOA}	0.00	[m]	larghezza cordolo FOA
H _{FOA}	0.00	[m]	altezza FOA
sb _{FOA}	0.00	[m]	aggetto FOA

Caratteristiche dei materiali

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	
γ_{steel}	78.5	[kN/m ³]	
γ_{pav}	22	[kN/m ³]	
q	20	[kN/m ²]	sovraccarico accidentale da traffico

Parametri geotecnici del terreno di rilevato

$\gamma_{terreno}$	20	[kN/m ³]	
ϕ' (M1)	35	[°]	
ϕ' (M2)	29.26	[°]	
δ	23.33	[°]	
β	0.00	[°]	
i	0.00	[°]	



Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)

$\gamma_{terreno}$	19	[kN/m ³]	
ϕ	26	[°]	
c'	0	[kPa]	

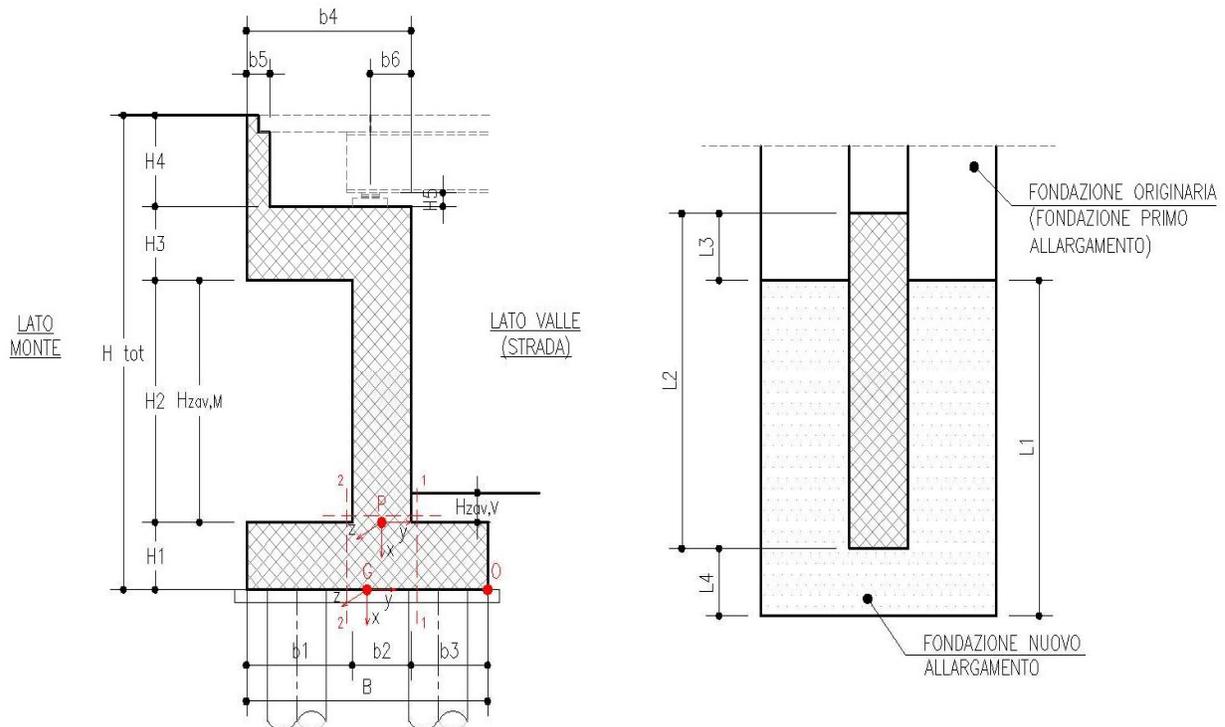


Figura 5-2. Schema dimensioni geometriche spalla

5.3.2 Coefficienti sismici

Località:		Opera 115T (Via Rivani)			
Vita nominale:	VN	50	anni		
Classe d'uso:		IV			
	CU	2			
	VR	100	anni		
Periodo di riferimento per azione sismica:					
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_c^* [sec]	F_0
	SLV	949	0.215	0.315	2.428
Categoria di sottosuolo:			D		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.62	1.00	0.348
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.108		
Coefficiente sismico orizzontale		k_v	0.054		

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]
θ	0.00	0.00
δ	23.33	0.41
β	0.00	0.00
ψ	6.50	0.11
φ - M1	35.00	0.61
φ - M2	29.26	0.51
k_{AE} - M1	0.32	

$k_{AE} - M2$ 0.39

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]
θ	0.00	0.00
δ	23.33	0.41
β	0.00	0.00
ψ	5.84	0.10
$\varphi - M1$	35.00	0.61
$\varphi - M2$	29.26	0.51
$k_{AE} - M1$	0.31	
$k_{AE} - M2$	0.38	

5.3.3 Analisi delle sollecitazioni da impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi trasmessi dall'impalcato in sommità della spalla.

Peso proprio impalcato - totale

Peso proprio travi longitudinali - totale	536	[kN]
Peso proprio traversi - totale	0	[kN]
Incremento 20% per controventi e bulloneria	0	[kN]
Peso proprio soletta	177	[kN]
Totale	714	[kN]

Su spalla 357 [kN]

Peso proprio guardrail - totale

Peso proprio guardrail	21	[kN]
Totale	21	[kN]

Su spalla 11 [kN]

Peso proprio pavimentazione - totale

Peso proprio pavimentazione	208	[kN]
Totale	208	[kN]

Su spalla 104 [kN]

Retrotrave = 0.50 [m]

Luce calcolo trave = 13.3 [m]

Tandem 1 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio
 (massimo taglio su impalcato e massima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	600	[kN]
Reazione su spalla	595.49	[kN]

Tandem 2 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio opposto
 (minimo taglio su impalcato e minima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	600	[kN]
Reazione su spalla	4.51	[kN]

Carico distribuito - totale	397	[kN]
Reazione su spalla	199	[kN]

Frenatura	Fy	
Azione dovuto alla Frenatura	399	[kN]
Totale	399	[kN]
Su Spalla	399	[kN]

Si riportano di seguito le sollecitazioni dell'impalcato calcolate nel baricentro della fondazione della spalla.

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <u>FONDAZIONE</u>		SOLLECITAZIONI PER GROUP - Verifica <u>FONDAZIONE</u>		
	x _G	y _G	R _x	R _y	M _z
Peso Proprio	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	357	0	-999

	x _G	y _G	R _x	R _y	M _z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
Cordolo	-6.73	2.8	0	0	0

FOA	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	0	0	0

Guardrail	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	11	0	-30

Pavimentazione	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	104	0	-292

Tandem 1	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	595	0	-1667

Tandem 2	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	5	0	-13

Distribuito	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	199	0	-556

Frenatura	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	0	399	-2683

valutata come 5% dei carichi permanenti

Resistenza passiva dei vincoli	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	0	24	-159

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

Sisma dir. orizz.	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	0	123	-829

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

Sisma dir. vert.	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.73	2.8	34	0	-95

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <u>FONDAZIONE</u>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <u>FONDAZIONE</u>		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-6.73	2.8	108	0	-302
Cordolo	-6.73	2.8	0	0	0
FOA	-6.73	2.8	0	0	0
Guardrail	-6.73	2.8	3	0	-9
Pavimentazione	-6.73	2.8	31	0	-88
Vento	-6.73	2.8	0	0	0
Neve	-6.73	2.8	0	0	0
Tandem 1	-6.73	2.8	180	0	-504

Tandem 2	-6.73	2.8	1	0	-4
Distribuito	-6.73	2.8	60	0	-168
Frenatura	-6.73	2.8	0	137	-922

Resistenza passiva dei vincoli	-6.73	2.8	0	7	-48
Sisma dir. oriz.	-6.73	2.8	0	0	0
Sisma dir. vert.	-6.73	2.8	0	0	0

Il sistema di ritegni sismici presenti sull'opera fa sì che l'impalcato trasmetta trasversalmente le azioni relative alla massa di metà campata afferente, così come per la componente verticale, mentre in direzione longitudinale è tale che l'azione sismica dell'impalcato agisca in direzione opposta a quella delle spinte delle terre. Nel calcolo della spalla risulta quindi dimensionate la condizione di sisma agente con verso concorde alle spinte delle terre. In tale situazione l'azione longitudinale del sisma da impalcato è posta pari a 0, poiché andrà a scaricarsi, facendo contrasto contro il paraghiaia, sulla spalla opposta. Non è inoltre considerato il sisma verticale poiché la spalla non rientra in uno dei casi in cui la normativa ne richiede la valutazione.

5.3.4 Analisi delle sollecitazioni in fondazione

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Fondazione	-0.75	0.00	275.25	0.00	0.00
Paramento	-4.02	2.46	182.34	0.00	-447.64
Cordolo in c.a.	-6.53	3.18	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-7.09	3.47	16.10	0.00	-55.85
Zavorra lato valle	-1.84	3.43	6.66	0.00	-22.82
TOTALE			480	0	-526

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Zavorra a tergo	-4.57	-0.97	663.12	0	643

(C3): Spinta delle terre - attiva

H _{SPINTA} [m]	7.64
-------------------------	------

Comb.	ka	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
M1	0.2444	-2.55	-3.67	57	130.99	-126.22
M2	0.3434	-2.55	-3.67	0	200	-511

(C4): Sovraccarico accidentale

q [kN/m ²]	20
------------------------	----

Componente verticale	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-0.97	108.00	0	104.76

Componente orizzontale	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-3.82	-3.67	15	34	-77
Sovr. accidentale (4b) M2	-3.82	0.00	0	52	-200

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

k _h	0.108
k _v	0.054

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Fondazione	-0.75	0.00	-14.83	29.66	-22.25
Paramento	-4.02	2.46	-9.83	19.65	-54.78
Cordolo in c.a.	-6.53	3.18	0.00	0.00	0.00
Paragliaia	-7.09	3.47	-0.87	1.73	-9.28
Zavorra a tergo	-4.57	-0.97	-35.73	71.47	-361.26
Zavorra lato valle	-1.84	3.43	-0.36	0.72	-0.09
TOTALE			-62	123	-448

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Fondazione c.a.	-0.75	0.00	14.83	29.66	-22.25
Paramento c.a.	-4.02	2.46	9.83	19.65	-103.02
Trave in c.a.	-6.53	3.18	0.00	0.00	0.00
Paragliaia in c.a.	-7.09	3.47	0.87	1.73	-15.30
Zavorra a tergo	-4.57	-0.97	35.73	71.47	-291.94
Zavorra lato valle	-1.84	3.43	0.36	0.72	-2.55
TOTALE			62	123	-435

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.32	158.18	174.44	16	-3.82	-62
M2	0.34	0.39	200.47	214.12	14	-3.82	-52

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.31	158.18	189.27	31	-3.82	-119
M2	0.34	0.38	200.47	232.57	32	-3.82	-123

5.3.5 Combinazioni di calcolo

Nome	Descrizione	-		γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{sis}
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	pp	traffico 1	traffico 2a	traffico 2° config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2° config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00
C6	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

DESCRIZIONE	Rara				frequente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

5.3.6 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

Riepilogo azioni caratteristiche (a metro):

RISULTANTI	C1			C2			C3		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	143	0	-399	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	480	0	-526	663	0	643	57	131	-126
Totale	623	0	-925	663	0	643	57	131	-126
RISULTANTI	C4a			C4b			C4c		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	0	0	0	180	0	-504
Sottostruttura	108	0	105	15	34	-77	0	0	0
Totale	108	0	105	15	34	-77	180	0	-504
RISULTANTI	C4d			C4e			C5		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	1	0	-4	60	0	-168	0	137	-922
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	1	0	-4	60	0	-168	0	137	-922
RISULTANTI	C6			C7			C8		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	7	-48	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	7	-48	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-62	123	-448	62	123	-435
Totale	-62	123	-448	62	123	-435
RISULTANTI	CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	16	-62	0	31	-119
Totale	0	16	-62	0	31	-119

Riepilogo azioni combinate (a metro):

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	pp	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
C1	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35
C6	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

DESCRIZIONE	sismica		Rara				frequente	
	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

5.3.7 Verifica capacità portante del plinto di fondazione

Si riportano di seguito le verifiche a capacità portante del plinto di fondazione. Le verifiche sono relativi alle sole condizioni più gravose.

Si riportano di seguito le verifiche a capacità portante del plinto di fondazione.

Per la verifica a capacità portante delle spalle esistenti si è ipotizzato che il piano di posa delle fondazioni superficiali sia stato impostato sullo strato A limo argilloso.

Dove non espressamente indicato le unità di misura sono kN m

Calcolo del carico limite secondo il metodo di Vesic

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE

$B_x =$	7.34	7.34	7.34	m
$B_y =$	1.00	1.00	1.00	m
$H =$	0.00	0.00	0.00	m
$p.p.fond =$	0.00	0.00	0.00	kN

SOLLECITAZIONI

Comb	SLE-D	SLU-D	SLV-ND	
<i>Sollecitazioni di verifica:</i>				
$\gamma_G =$	1.00	1.00	1.00	
$\gamma_Q =$	1.00	1.00	1.00	
$N_{Ed} =$	1597.00	1924.00	1455.00	kN
$H_{Ed;x} =$	309.00	418.00	299.00	kN
$M_{Ed;x} =$	1900.00	2790.00	1160.00	kNm
$e_x =$	1.19	1.45	0.80	m
$B'x =$	4.96	4.44	5.75	m
$H_{Ed;y} =$	0.00	0.00	0.00	kN

$M_{Ed,y} =$	0.00	0.00	0.00	kNm
$e_y =$	0.00	0.00	0.00	m
$B'y =$	1.00	1.00	1.00	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Comb	SLE-D	SLU-D	SLV-ND	
$\gamma_c =$	1.00	1.00	1.00	
$\gamma_\phi =$	1.00	1.00	1.00	
$\gamma_{R,v} =$	1.40	1.40	1.40	
$\gamma_\gamma =$	1.00	1.00	1.00	
$c'_k =$	0.00	0.00	130.00	= coesione
$\varphi_k =$	26.00	26.00	0.00	= angolo di attrito del terreno
$\gamma_{ak} =$	10.00	10.00	10.00	= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
$\gamma_{1k} =$	20.00	20.00	20.00	= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
$\gamma_{2k} =$	19.00	19.00	19.00	= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa
$c'_d =$	0.00	0.00	130.00	
$\varphi_d =$	26°	26°	0°	
$\gamma_{ad} =$	10.00	10.00	10.00	
$\gamma_{1d} =$	20.00	20.00	20.00	
$\gamma_{2d} =$	19.00	19.00	19.00	
$z =$	2.41	2.41	2.41	= dislivello tra piano campagna e quota falda
$D_f =$	2.41	2.41	2.41	= dislivello tra piano campagna e piano di posa
$q' = q_0 =$	48.20	48.20	48.20	= pressione permanente ai bordi della fondazione
$B' =$	1.00	1.00	1.00	m
$L' =$	4.96	4.44	5.75	m

VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifica in direzione x

Comb	SLE-D	SLU-D	SLV-ND	
$N_{Ed} =$	1597.00	1924.00	1455.00	kN
$V_{Ed} =$	309.00	418.00	299.00	kN
$N_q =$	11.85	11.85	1.00	
$N_r =$	12.54	12.54	0.00	
$N_c =$	22.25	22.25	5.14	
$s_q =$	1.10	1.11	1.00	coefficienti di forma
$s_r =$	0.92	0.91	0.93	
$s_c = s_c^0 =$	1.11	1.12	0.97	
$m = m^0 =$	1.17	1.18	1.15	inclinazione del carico
$i_q =$	0.78	0.75	1.00	
$i_r =$	0.63	0.59	1.00	
$i_c =$	0.00	0.00	0.49	
$d_q =$	1.15	1.17	1.00	profondità piano di posa
$d_r =$	1.00	1.00	1.00	

$d_c=d_c^0=$	1.19	1.22	1.17	
$\varepsilon =$	0.00	0.00	0.00	inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
$b_q=$	1.00	1.00	1.00	
$b_\gamma=$	1.00	1.00	1.00	
$b_c=$	1.00	1.00	1.00	
$\omega =$	0.00	0.00	0.00	inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
$g_q=$	1.00	1.00	1.00	
$g_\gamma=$	1.00	1.00	1.00	
$g_c=$	1.00	1.00	1.00	
$Q_{lim}=$	3584.60	3051.37	2382.14	
$R_q=$	2560.43	2179.55	1701.53	
$N_{Ed}=$	1597.00	1924.00	1455.00	
Verifica	ok	ok	ok	
CS =	1.60	1.13	1.17	