

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

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

97T- SOTTOVIA ZAMBELLINI 15+014 STALINGRADO

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SPALLE

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.	--
111465	0000	PD	A2	O12	ST097	00000	R	S T R	0900	-2	SCALA -

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

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’OPERA	7
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
1.3	CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE	13
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	14
1.4.2	Strutture esistenti	17
1.6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	62
1.6.1	Terreno di rilevato	62
1.6.2	Terreno di fondazione	62
1.7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	64
1.8	SOFTWARE DI CALCOLO	66
1.9	CONVENZIONI GENERALI	67
1.9.1	Unità di misura	67
2	IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI	68
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	68
2.1.1	Modellazione strutturale	68
2.1.2	Fasi di analisi	68
2.1.3	Fasi di costruzione	68
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione	69
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante	69
2.1.6	Sezioni di verifica	71
2.1.7	Metodologia di verifica	71
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE	72
2.2.1	Modellazione strutturale	72
2.2.2	Fasi di analisi	72
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	72
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante	73
2.2.5	Sezioni di verifica	73
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	74
2.3.1	Descrizione generale	74
2.3.2	Sezioni di verifica	74
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche	74
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche	75
2.3.5	Metodologia di verifica	76
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	76
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	77
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	77
3	ANALISI DEI CARICHI	80
3.1	PREMESSA	80
3.2	CARICHI AGENTI SULL’IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	80
3.2.1	Carichi agenti sull’impalcato in FASE 1	80
3.2.2	Carichi agenti sull’impalcato in fase 2	81
3.2.3	Carichi agenti sull’impalcato in fase 3	82
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	93
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	93
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali	93
3.3.3	Spinta del terreno	93
3.3.4	Sovraccarico accidentale	93

3.3.5	Urto da veicolo in svio su pile.....	94
3.4	AZIONE SISMICA.....	94
4	ANALISI IMPALCATO	95
4.1	ANALISI IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE.....	95
4.1.1	Analisi strutturale.....	95
4.1.2	Verifiche	98
4.2	IMPALCATO ESISTENTE.....	107
4.2.1	Analisi strutturale.....	107
4.2.2	Verifiche	108
5	ANALISI SPALLE	116
5.1	DESCRIZIONE GENERALE	116
5.2	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	116
5.2.1	Geometria di verifica.....	117
5.2.2	Analisi strutturale del paramento	120
5.2.3	Analisi strutturale del plinto di fondazione.....	126
5.2.4	Analisi strutturale del paraghiaia	135
5.3	SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	139
5.4	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE).....	140
5.4.1	Geometria di verifica.....	146
5.4.2	Analisi dei carichi	148
5.4.3	Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G.....	152
5.4.4	Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G.....	152
5.4.5	Analisi strutturale del plinto di fondazione	153
5.4.6	Analisi strutturale del paramento	160
5.4.7	Analisi strutturale del paraghiaia	173
6	ANALISI STRUTTURALE DEI MURI ANDATORI	176
6.1	GEOMETRIA	176
6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	176
6.3	ANALISI E VERIFICHE	179

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL’OPERA (1)	5
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL’OPERA (2)	6
FIGURA 1-3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL’OPERA (3) – VISTA CARREGGIATA SUD	6
FIGURA 1-4. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL’OPERA (4) – VISTA CARREGGIATA NORD	7
FIGURA 1-5. PIANTA FONDAZIONI.....	8
FIGURA 1-6. PIANTA IMPALCATO.....	9
FIGURA 1-7. SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO	9
FIGURA 1-8. PROSPETTO NORD	10
FIGURA 1-9. PROSPETTO SUD.....	10
FIGURA 1-10. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO NORD.....	10
FIGURA 1-11. SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO NORD	11
FIGURA 1-12. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO SUD	11
FIGURA 1-13. SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO SUD	11
FIGURA 1-14. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	13
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	19
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4	20
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4	21
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4	22
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4	23
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVO GEOMETRICO BAGGIOLO IN ACCIAIO	24
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	25
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO	26
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE	27
FIGURA 1-24 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO)	28
FIGURA 1-25 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	30
FIGURA 1-26 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE	31
FIGURA 1-27 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE	32
FIGURA 1-28 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DUROMETRICHE TRAVI METALLICHE	34
FIGURA 1-29 – LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL’INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E VALORI DEI FATTORI DI CONFIDENZA, PER EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO (TAB. C8.5.IV DELLA CIRCOLARE ALLE NTC2018) ..	45
FIGURA 1-30. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	62
FIGURA 1-31. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	62
FIGURA 1-32. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	62
FIGURA 1-33. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B)	62
FIGURA 1-34. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A’’)	63
FIGURA 1-35. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV	65
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E DELLE ALIQUOTE B_{EI} (FIG.4.3.1 DELLE NTC2018)	69
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E LUCI EQUIVALENTI L_e PER LE TRAVI CONTINUE (FIG.4.3.2 DELLE NTC2018)	69
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L’EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018)	77
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018)	78
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018)	78
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018)	79
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	87
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI Q_{IK} E q_{IK} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	87
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO IMPALCATO DI PROGETTO	88
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO TAGLIO IMPALCATO DI PROGETTO	88
FIGURA 3-5. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018)	89
FIGURA 3-6. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018)	90
FIGURA 3-7. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018)	90
FIGURA 3-8. MODELLAZIONE DELL’AZIONE DI URTO (FIG.5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE)	91

FIGURA 3-9. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018).....	92
MODO 1 T=0,653	93
MODO 2 T=0,564	93
FIGURA 3-10. DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE.....	93
FIGURA 4-1. MODELLO FEM ESTRUSO.....	95
FIGURA 4-2. INVILUPPO MX [TM].....	98
FIGURA 4-3. INVILUPPO TY [T].....	98
FIGURA 4-4. INVILUPPO MX [TM].....	99
FIGURA 4-5. INVILUPPO TY [T].....	99
FIGURA 4-6. INVILUPPO MX [TM].....	99
FIGURA 4-7. INVILUPPO TY [T].....	99
FIGURA 4-8. INVILUPPO N [T].....	99
FIGURA 4-9. MODELLO FEM.....	107
FIGURA 10 - INVILUPPO MX [TM].....	108
FIGURA 11 - INVILUPPO TY [T].....	108
FIGURA 5-1. DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA	117
FIGURA 5-2. SISTEMA DI RIFERIMENTO	118
FIGURA 5-3. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA IMPALCATO.....	120
FIGURA 5-4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA.....	121
FIGURA 5-5. ELENCO DEI CARICHI.....	122
FIGURA 5-6. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO.....	122
FIGURA 5-7. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	123
FIGURA 5-8. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	123
FIGURA 5-9. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA IMPALCATO (PUNTO G)	127
FIGURA 5-10. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G)	128
FIGURA 5-11. ELENCO DEI CARICHI.....	129
FIGURA 5-12. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE	129
FIGURA 5-13. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	130
FIGURA 5-14. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	130
FIGURA 5-15. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI PALI	131
FIGURA 5-16. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	135
FIGURA 5-17. VERIFICA A FLESSIONE SLU	136
FIGURA 5-18. VERIFICA A FESSURAZIONE SLE.....	137
FIGURA 5-19. VERIFICA A TAGLIO.....	138
FIGURA 5-20 ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	141
FIGURE 5.1 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE SPALLA	143
FIGURE 5.2 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE CONTRAFFORTI.....	144
FIGURE 5.3 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE ORIZZONTALE CON ARMATURE SPALLA	144
FIGURE 5.4 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE PARAGHIAIA.....	145
FIGURA 5-22. DETTAGLIO SEZIONE DI ATTACCO TIRANTI.....	171
FIGURA 6-1. PIANTA DEI MURI IN CORRISPONDENZA AMPLIAMENTO SUD	176
FIGURA 6-3. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI	176

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le analisi svolte e i risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici per l'ampliamento del Sottovia autostradale di Via Zambellini – Via Stalingrado dell'autostrada A14, Bologna – Taranto, nell'ambito dei lavori di ampliamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 97T e ubicata alla progressiva 15+004.

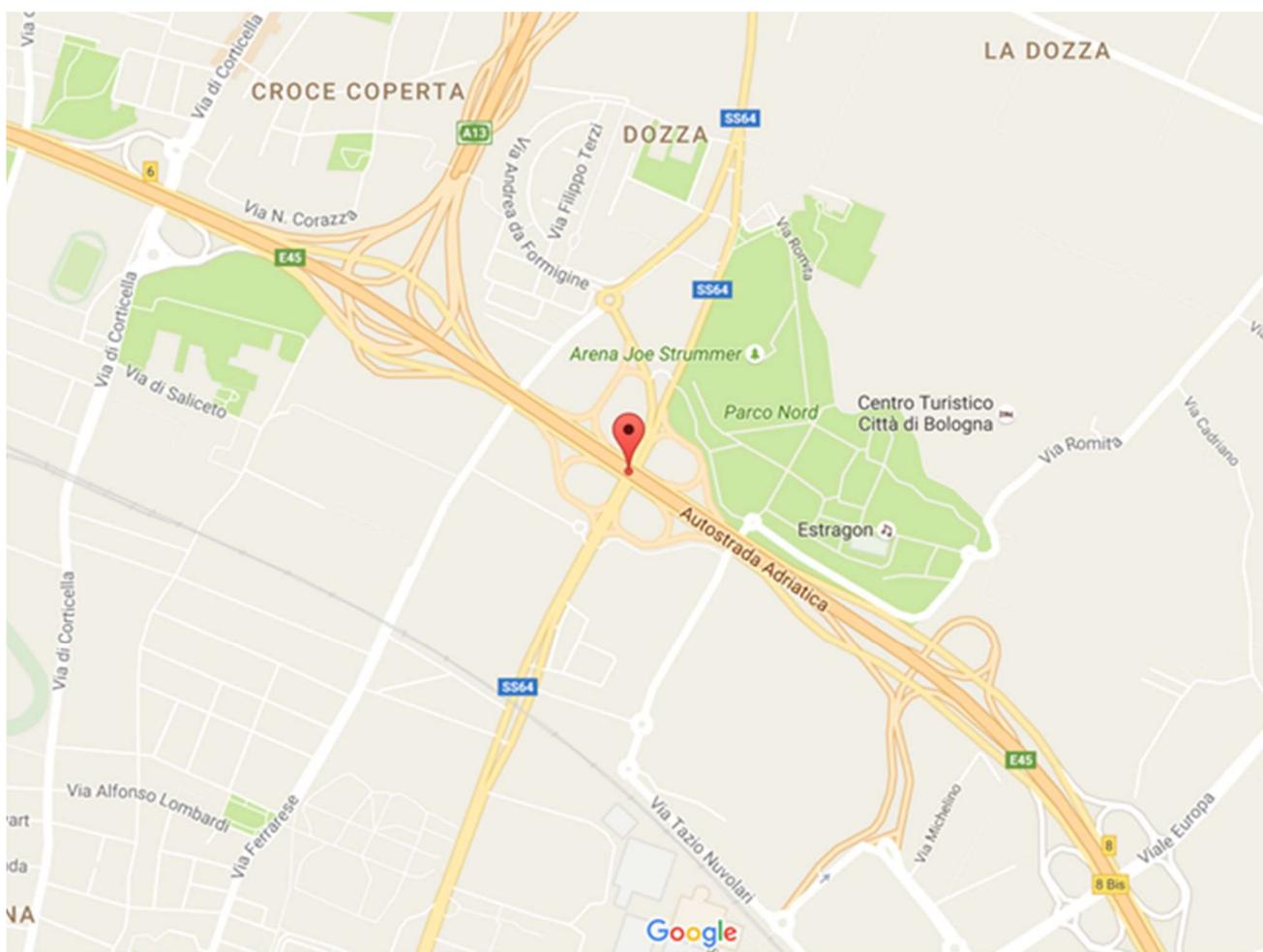


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)



Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)



Figura 1-3. Localizzazione geografica dell'opera (3) – Vista Carreggiata Sud



Figura 1-4. Localizzazione geografica dell'opera (4) – Vista Carreggiata Nord

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del ponte è costituita da un impalcato a travi in c.a.p. a campata unica, avente luce di calcolo $L=30.67\text{m}$.

L'impalcato esistente è realizzato con n°8 travi in c.a.p.. Le travi hanno sezione a doppia T di altezza 130cm, sono semplicemente appoggiate sulle spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera di spessore minimo 20cm. L'impalcato originario presenta, nel complesso, una larghezza pari a circa 47.20m (23.60m per senso di marcia), con interasse tra le travi portanti di 3.00m.

Le spalle sono in cemento armato con altezza allo spiccatto della fondazione di 6.50m (a meno del paraghiaia). Il plinto di fondazione ha spessore 1.00m; le fondazioni sono pali tipo Franki con diametro $\varnothing 500\text{mm}$ e $\varnothing 420\text{mm}$.

Il sottovia ha subito un intervento di ampliamento nel 2004 per la definizione della terza corsia. L'intervento ha portato all'ampliamento delle due carreggiate di 1.32 m a Nord e a Sud, mediante l'utilizzo di travi metalliche a doppio T di altezza pari a 120 cm, collegate con l'impalcato esistente sia in corrispondenza della soletta che delle travi esistenti in c.a.p.

L'adeguamento sismico delle strutture alle cogenti normative ha richiesto l'inserimento di elementi in acciaio con funzione di ritegni sismici, sia longitudinali che trasversali. I ritegni longitudinali sono stati fissati con ancoranti chimici al lembo inferiore delle travi e posizionati in aderenza al paramento di valle delle spalle per mezzo di cuscini in neoprene. I ritegni trasversali, invece, sono stati fissati alla testa dei paramenti di spalla per mezzo di ancoranti chimici e disposti in aderenza ai lati delle travi con l'interposizione di cuscini in neoprene.

Il dimensionamento degli impalcati per le sollecitazioni derivanti dall'applicazione delle normative vigenti ha richiesto il rinforzo delle travi esistenti e dei traversi di collegamento di campata esistenti, per mezzo di fibre in carbonio fatte aderire al lembo inferiore delle strutture con resine epossidiche.

Le spalle degli ampliamenti poggiano su fondazioni indirette costituite da n.5 micropali $\varnothing 220$ e profondità 10m.

Infine, sono stati inseriti nelle spalle esistenti dei tiranti passivi costituiti da micropali sub-orizzontali armati con tubo metallico, allo scopo di assorbire l'azione sismica senza gravare sulle strutture esistenti.

Il nuovo intervento di adeguamento prevede:

- ampliamento della carreggiata Nord di 12.52m e quella Sud di 12.55m con conseguente allargamento degli impalcati;
- allargamento delle spalle e delle relative fondazioni.

L'ampliamento verrà realizzato con il posizionamento di n.6 travi metalliche per lato, profilo saldato a doppia T di altezza totale 1000mm, ali (600x40)mm, anima (920x16)mm, solidarizzate alla sovrastante soletta in c.a.

mediante pioli tipo “Nelson”. La soletta collaborante, spessore complessivo 25cm, verrà gettata su predalles aventi spessore 5 cm.

Il collegamento dell'impalcato nuovo con quello esistente sarà effettuato collegando le solette mediante sovrapposizione di nuove barre di armatura a quelle della soletta esistente, parzialmente demolita. La connessione della soletta esistente con quella di ampliamento non potrà realizzare una continuità strutturale ma consentirà di ottenere un giunto in grado di assorbire le sollecitazioni di taglio, con comportamento assimilabile in prima approssimazione ad una cerniera.

Sono previsti dispositivi di appoggio idonei nei confronti delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo. Sono altresì realizzati opportuni ritegni sismici in direzione longitudinale e trasversale, in corrispondenza delle travi esistenti e di nuova realizzazione.

Le spalle in allargamento sono in cemento armato con altezza allo spiccatto della fondazione di 6.10m (a meno del paraghiaia). Il plinto di fondazione ha spessore 1.60m; le fondazioni sono pali di grande diametro, Ø1000mm e L=30.00m.

Il collegamento della nuova sottostruttura con quella esistente è effettuato mediante inghisaggio di barre di armatura alla struttura esistente parzialmente demolita.

La rampa di accesso al sottovia è su rilevato sostenuto lateralmente da opere di sostegno su fondazione diretta aventi paramento con altezza pari a circa 7.80m e spessore 1.00m; zattera di fondazione con larghezza 7.00m e spessore 1.30m.

Ogni altro dettaglio relativo alle geometrie e alle scelte progettuali, è deducibile dalle tavole di progetto.

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione del sottovia nella nuova configurazione allargata.

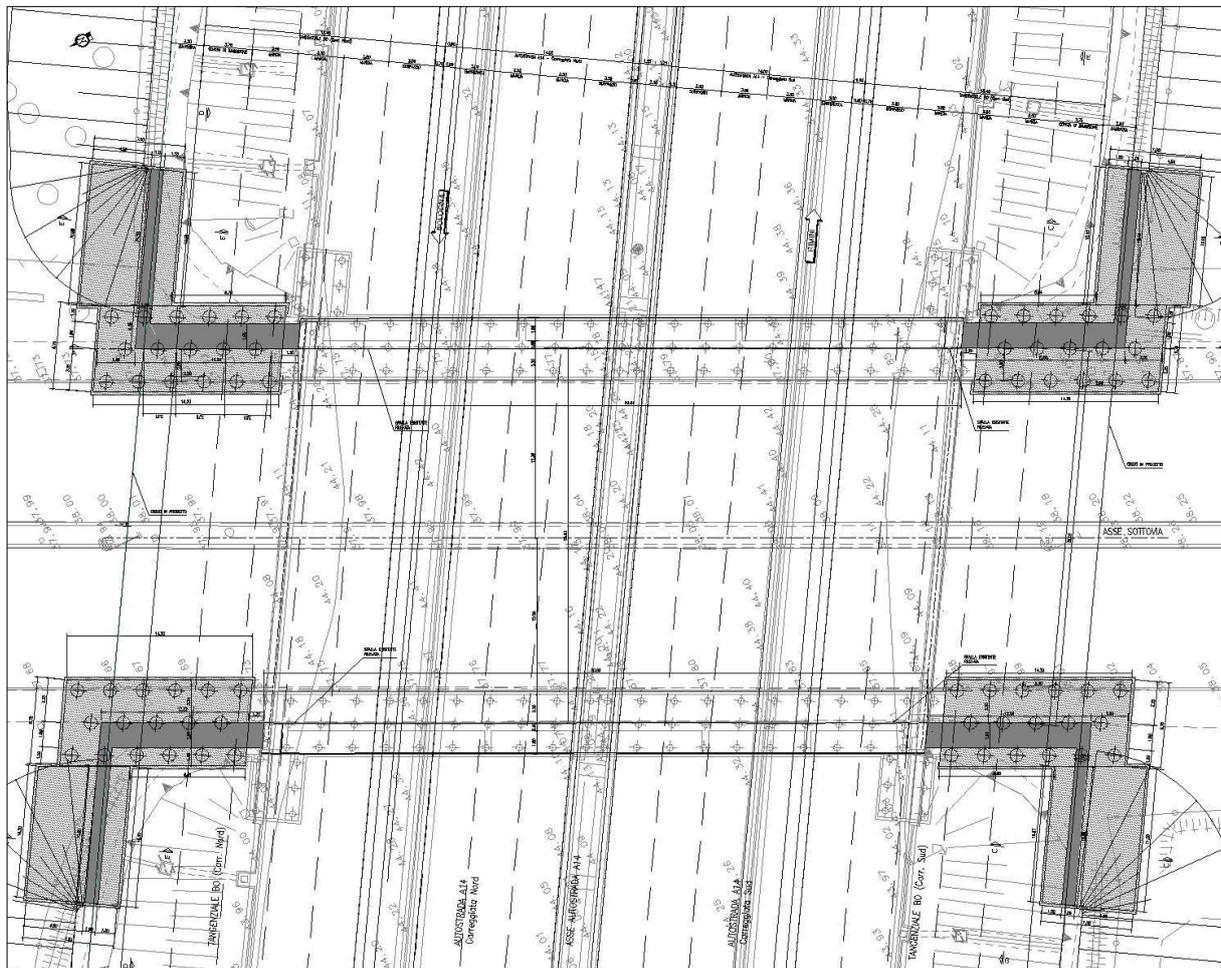


Figura 1-5. Pianta fondazioni

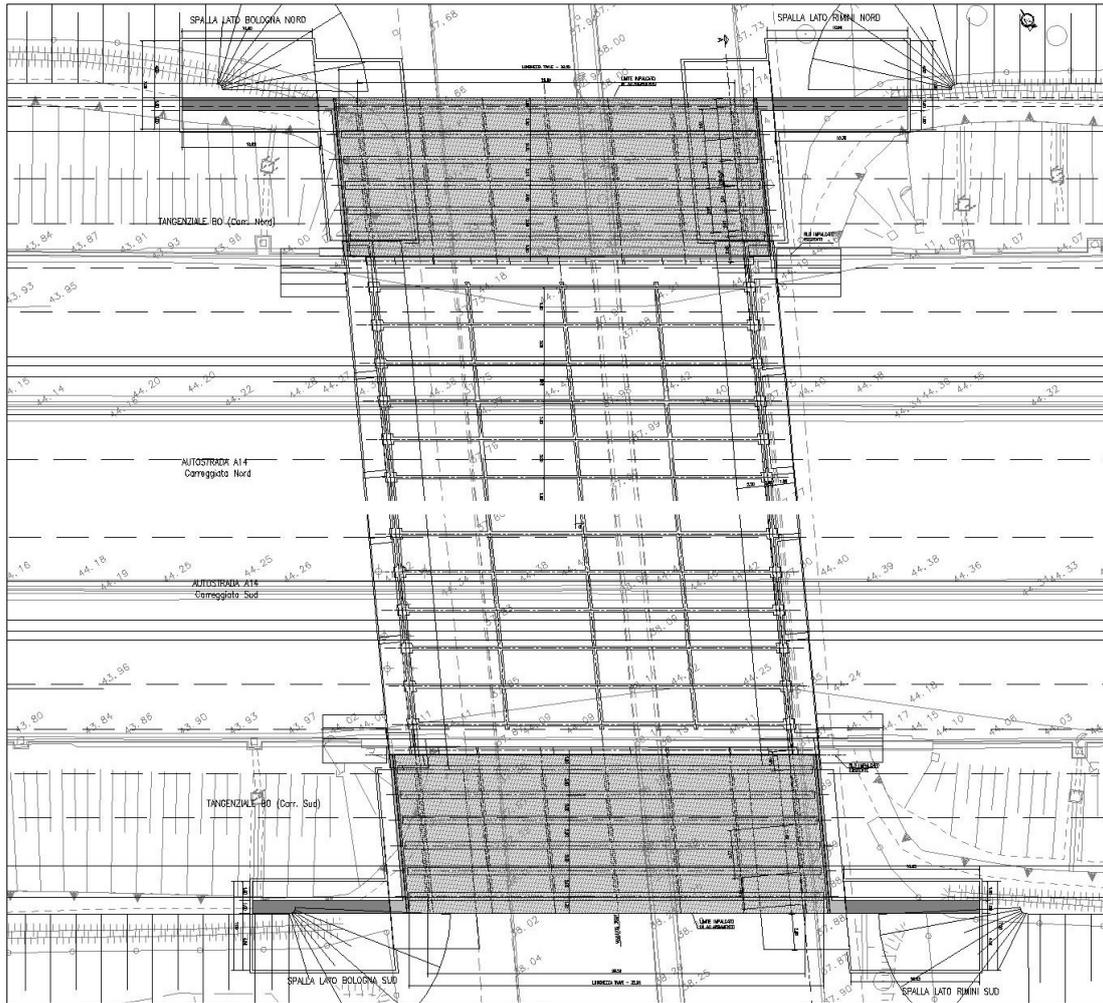


Figura 1-6. Pianta impalcato

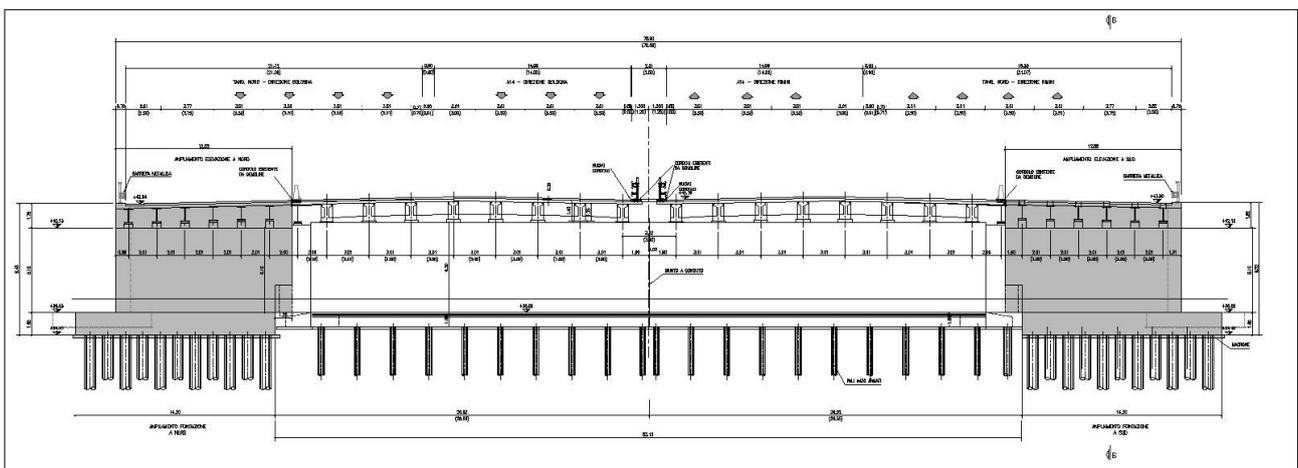


Figura 1-7. Sezione trasversale impalcato

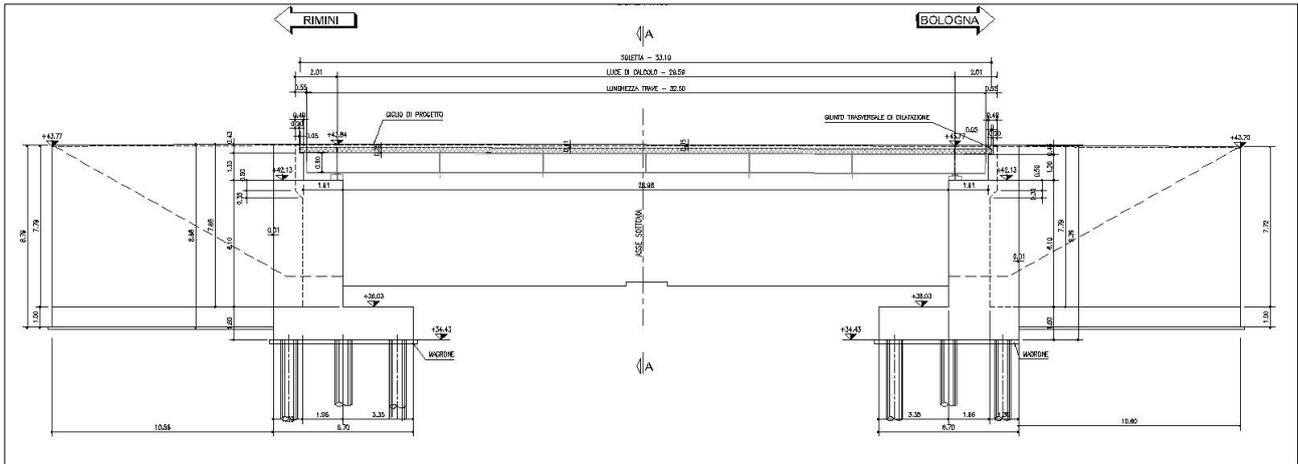


Figura 1-8. Prospetto Nord

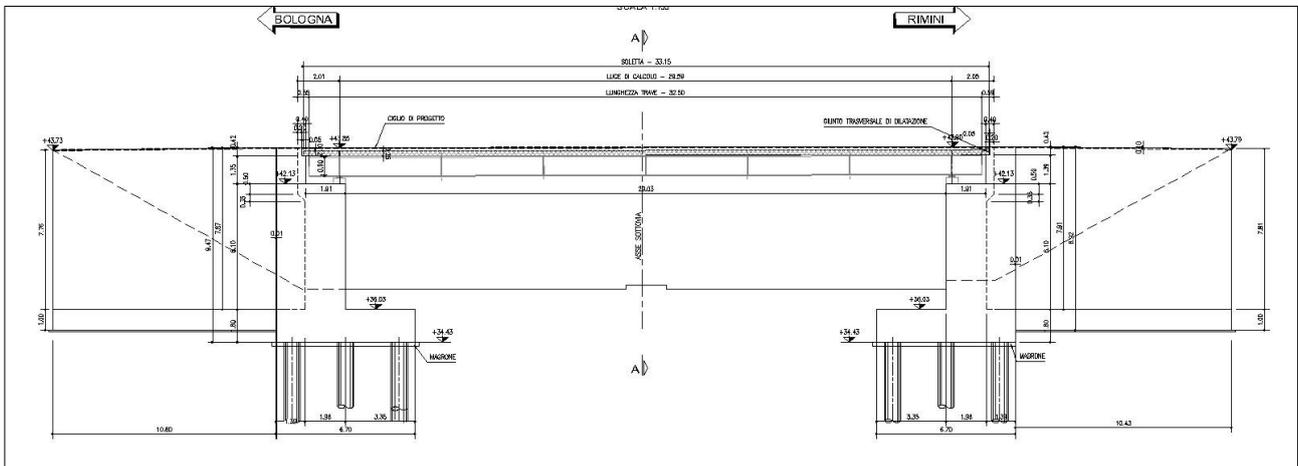


Figura 1-9. Prospetto Sud

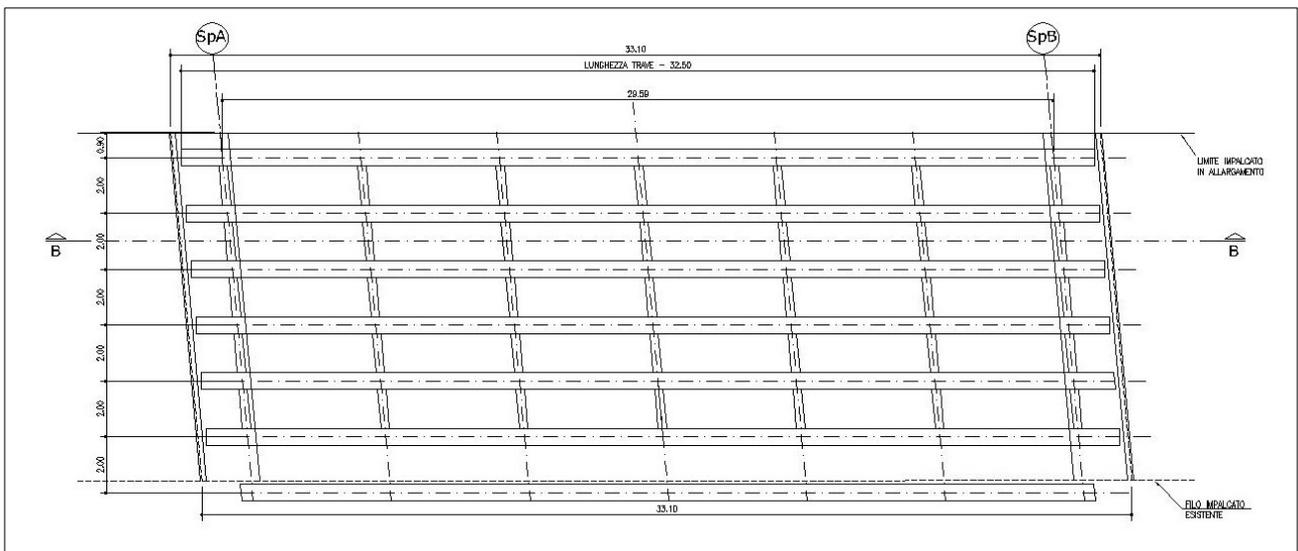


Figura 1-10. Pianta impalcato in ampliamento – Lato Nord

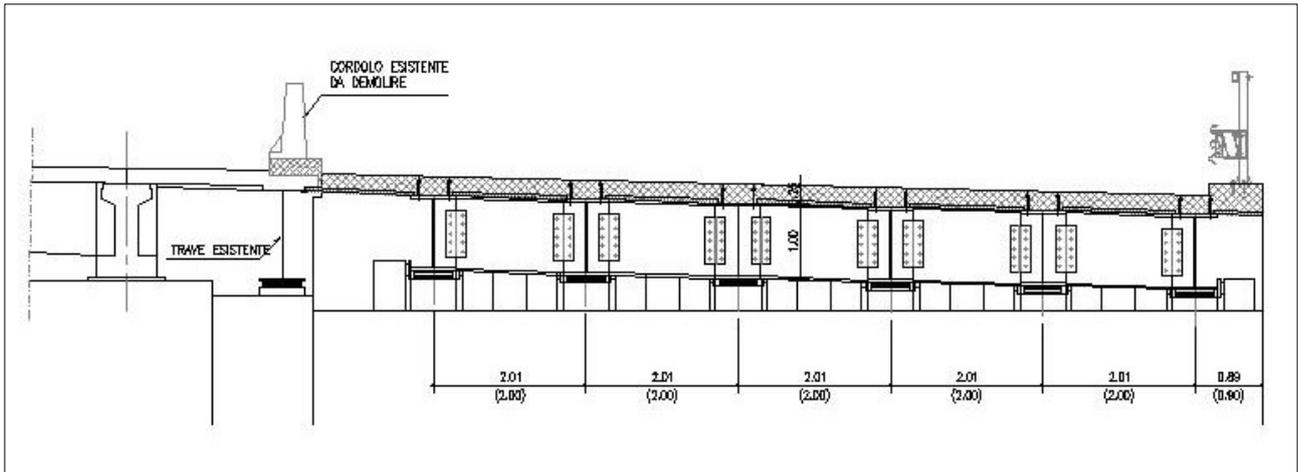


Figura 1-11. Sezione trasversale impalcato in ampliamento – Lato Nord

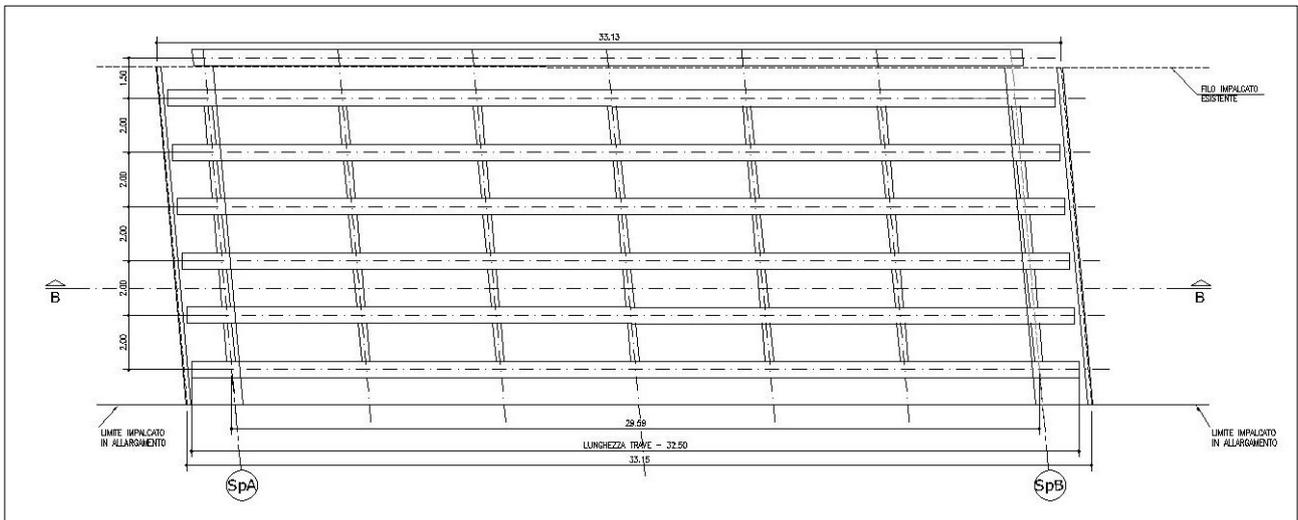


Figura 1-12. Pianta impalcato in ampliamento – Lato Sud

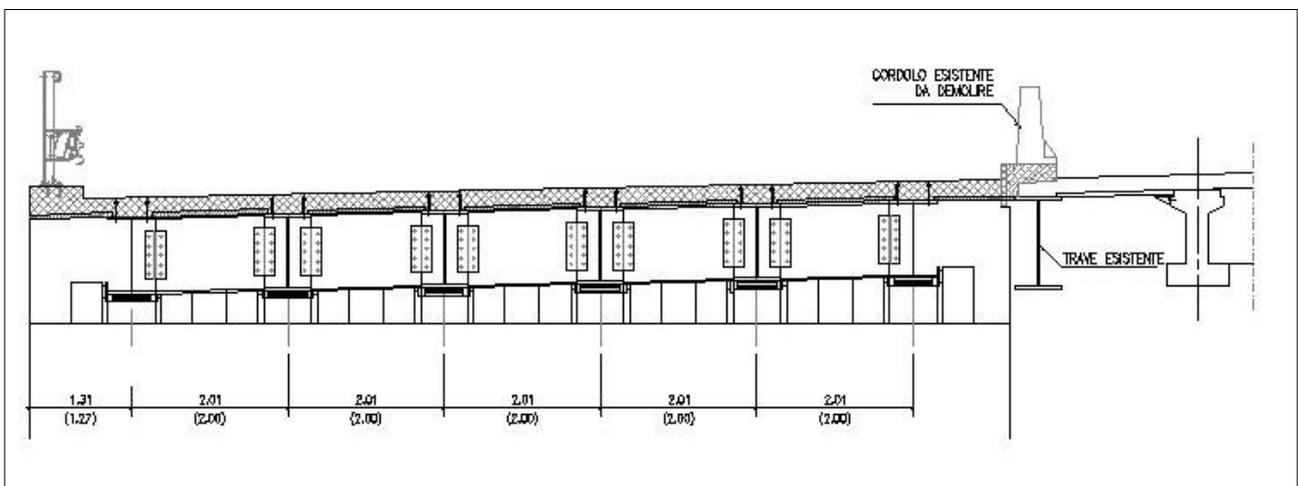


Figura 1-13. Sezione trasversale impalcato in ampliamento – Lato Sud

1.2 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] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] 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.
- [26] 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 integrate (LG 03/2020).

1.3 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

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:

pali:	XC2
fondazioni pile, spalle e muri:	XC2
elevazioni pile, muri e spalle:	XF2
pulvino:	XF4
cordoli, baggioli e ritegni sismici:	XF4
solette in c.a.:	XF4
coppelle:	XF4

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 1-14. Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per fondazioni di pile, spalle e muri / elevazione muri: C28/35

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 35\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 17.43\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 13.07\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 2.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 32588\text{MPa}$

Calcestruzzo per elevazioni spalle e pile: C32/40

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 40\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 20.0\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 14.9\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.8\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.10\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33642\text{MPa}$

Calcestruzzo per solette in c.a., cordoli, baggioli e ritegni sismici: 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	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33625\text{MPa}$

Calcestruzzo per travi c.a.p.: 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: barre nervate tipo B450C, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$
$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$
$E_s = 210000\text{MPa}$
$u_s = 0.3$

Acciaio da precompressione aderente

$f_{ptk} \geq 1860.0 \text{ MPa}$
$f_{p(1)k} \geq 1670.0 \text{ MPa}$
$E_s = 205000\text{MPa}$
$u_s = 0.3$

Acciaio da carpenteria metallica: S355

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
$E_s = 210000 \text{ MPa}$
$u_s = 0.3$

Piolatura

Pioli tipo Nelson $\phi 22$ mm ST 37-3k

$f_{yk} = 350$ MPa

$f_{tk} = 450$ MPa

Bulloni

Normativa UNI EN ISO 4016:2002, UNI 5592:1968, UNI EN ISO 898-1:2001

Vite Classe 8.8

Dadi classe 8

Rondelle C50

1.4.2 Strutture esistenti

1.4.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built)

Impalcato - Impianto originario

Calcestruzzo confezionato a 400kg/mc

Acciaio tipo Aq50/60

I valori di resistenza, forniti nell'originaria relazione di calcolo, sono:

- $f_y = 320\text{MPa}$ per acciaio in c.a.
- $f_y = 1400\text{MPa}$ per acciaio da c.a.p.
- $f_c = 40\text{MPa}$ per calcestruzzo

Impalcato – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

Resistenza caratteristica: $R_{ck} = 35\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo FeB44k, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 430.0\text{ Mpa}$

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

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 C per profili saldati

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 B per profili commerciali

Resistenza di calcolo: $f_d=355.0\text{ MPa}$ (per spessore $t \leq 40\text{mm}$)

- $f_d=315.0\text{ MPa}$ (per spessore $t > 40\text{mm}$)

Sottostrutture – Impianto originario

Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento $R730$

Dosaggio 350 kg/m^3

Tensione caratteristica cubica $R_{ck} = 20\text{ MPa}$

Acciaio per armatura lenta spalle e muri d'ala: barre lisce tipo AQ50

Limite di snervamento $f_{yk} \geq 320.0\text{ MPa}$

Sottostrutture – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

Resistenza caratteristica: $R_{ck} = 35\text{MPa}$

Calcestruzzo per fondazioni e pali

Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo FeB44k, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 430.0\text{ Mpa}$

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

1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2018

Nel mese di Gennaio 2018 la società “elletipi srl” ha eseguito una campagna di indagini specialistiche e conoscitive sugli elementi strutturali del sottovia in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- 8 prelievi di carote in cls (8 prove di compressione + carbonatazione);
- 8 prelievi di barre d’armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- 8 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 8 prove di durezza;
- 8 indagini pacometriche;

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-22-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia via Zambellini pk 15+004 - 97T via Zambellini – Relazione Tecnica” redatto dalla citata società “elletipi srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

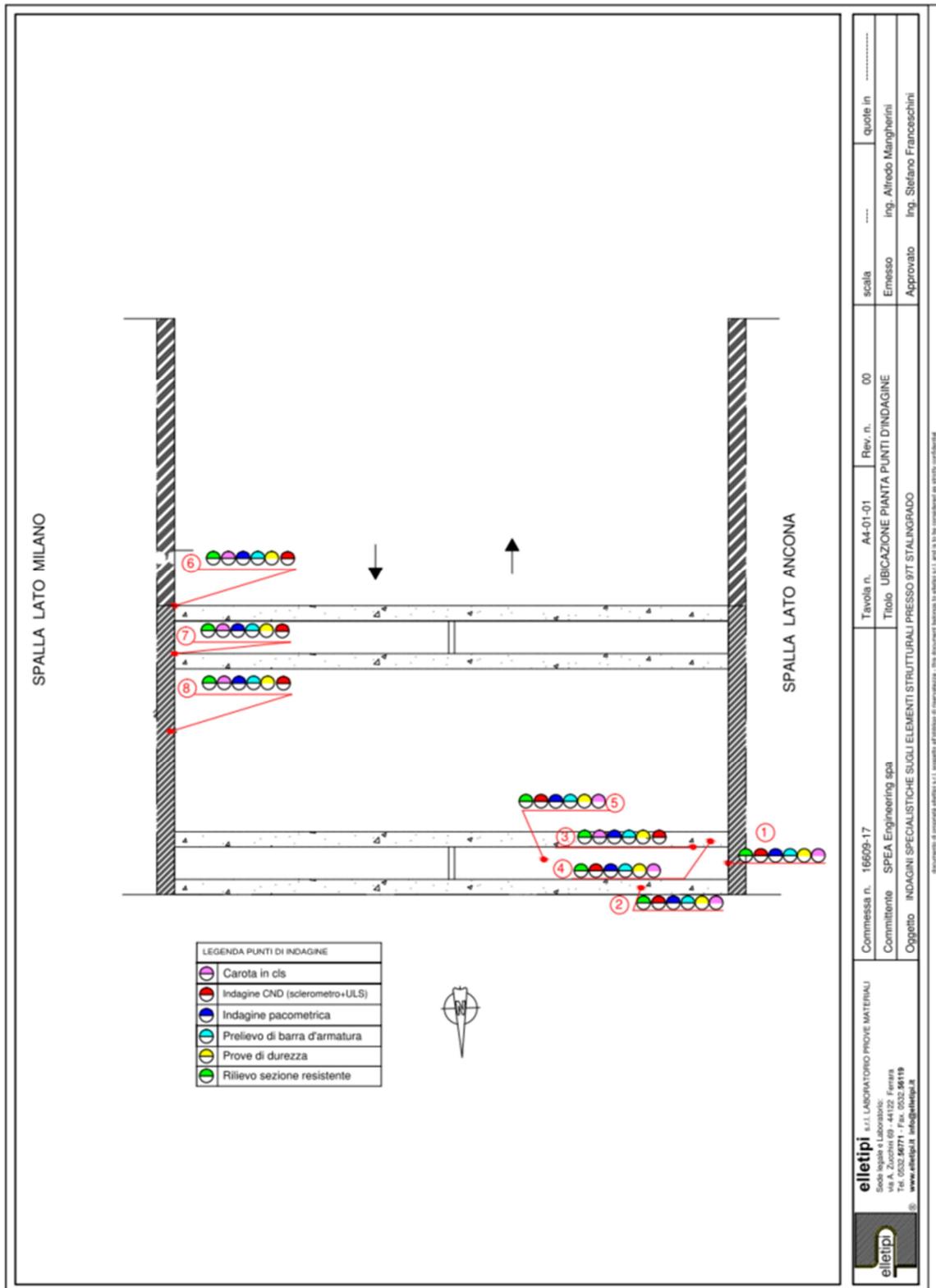


Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

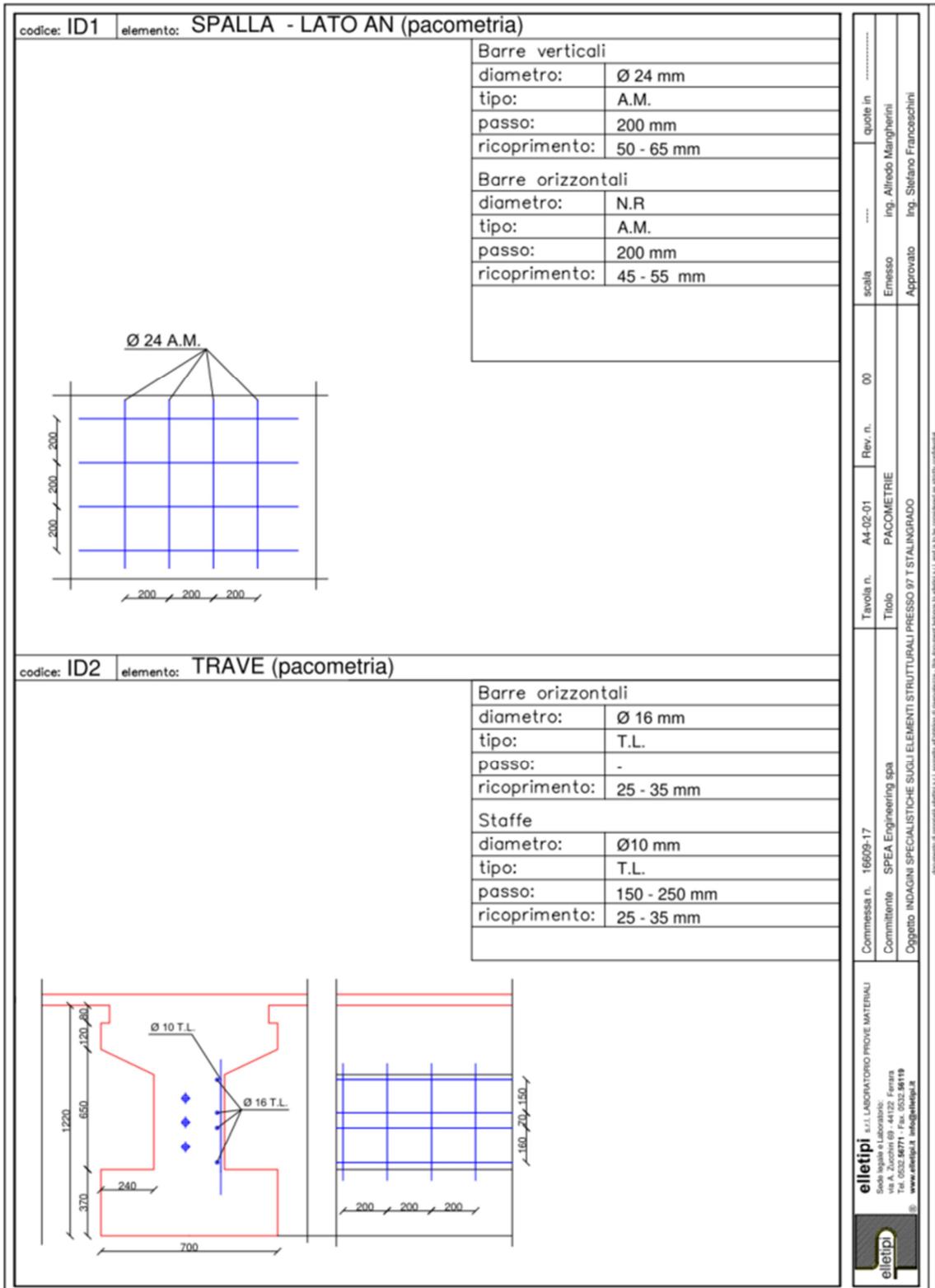


Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

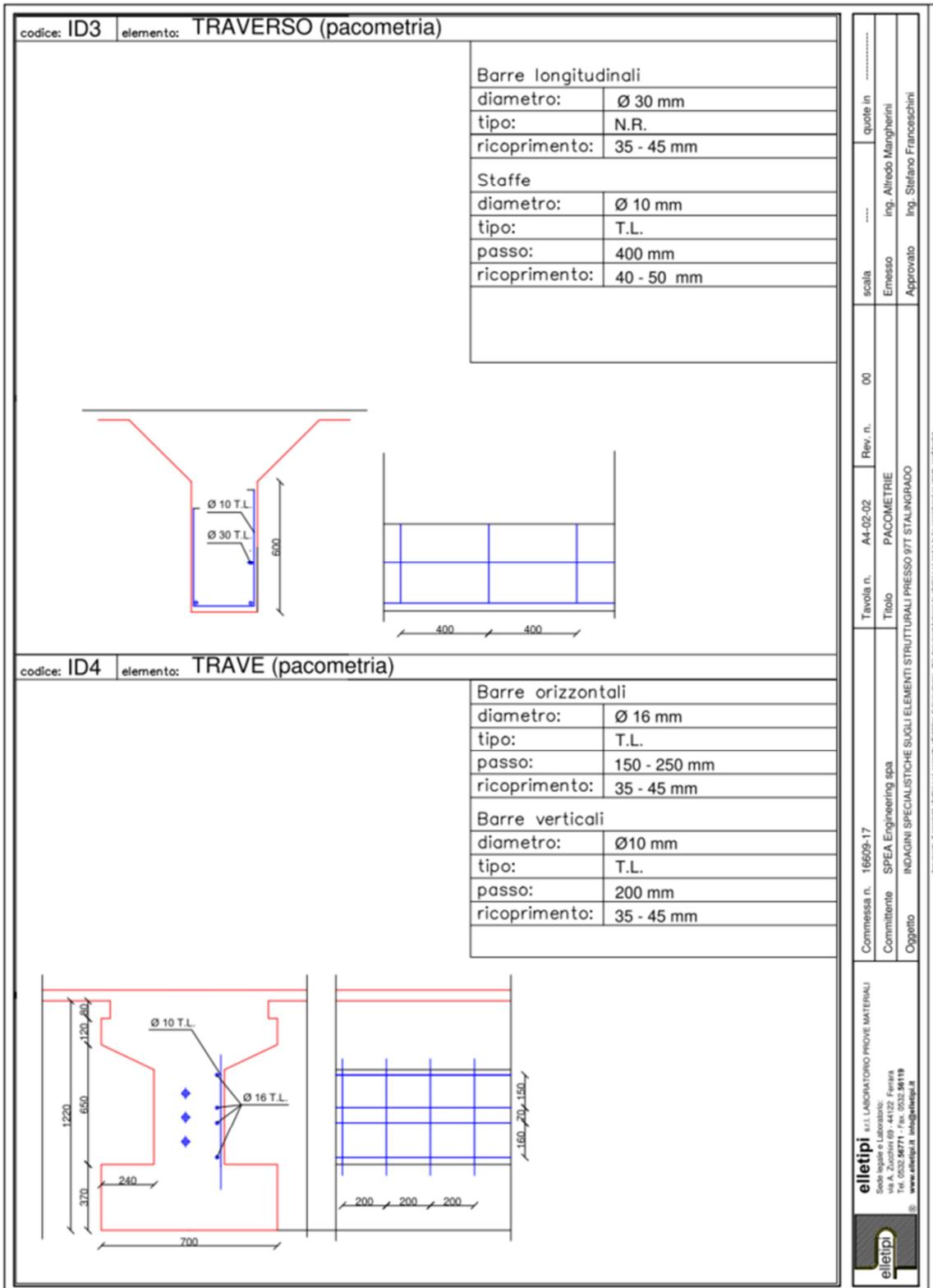


Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

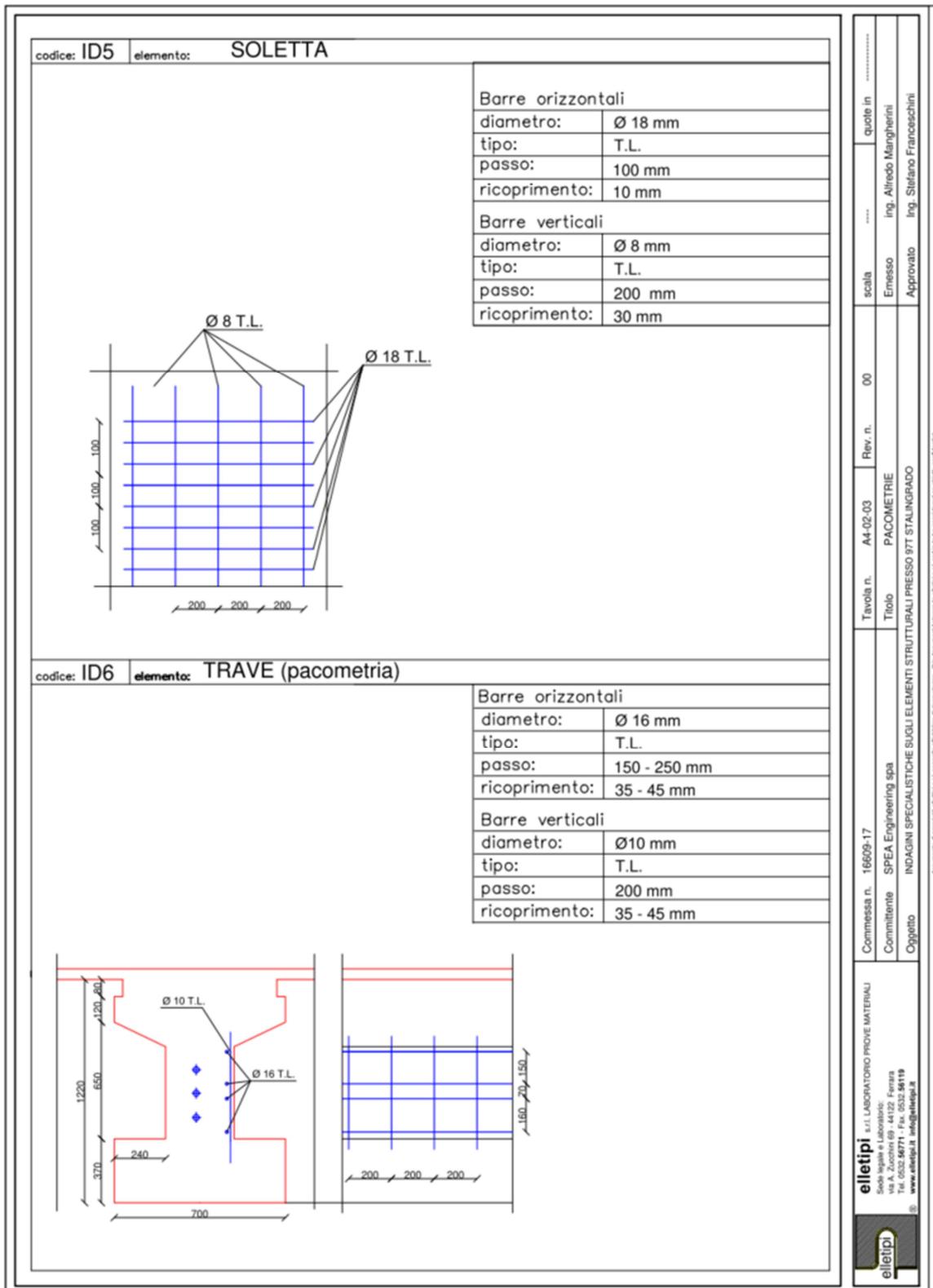


Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

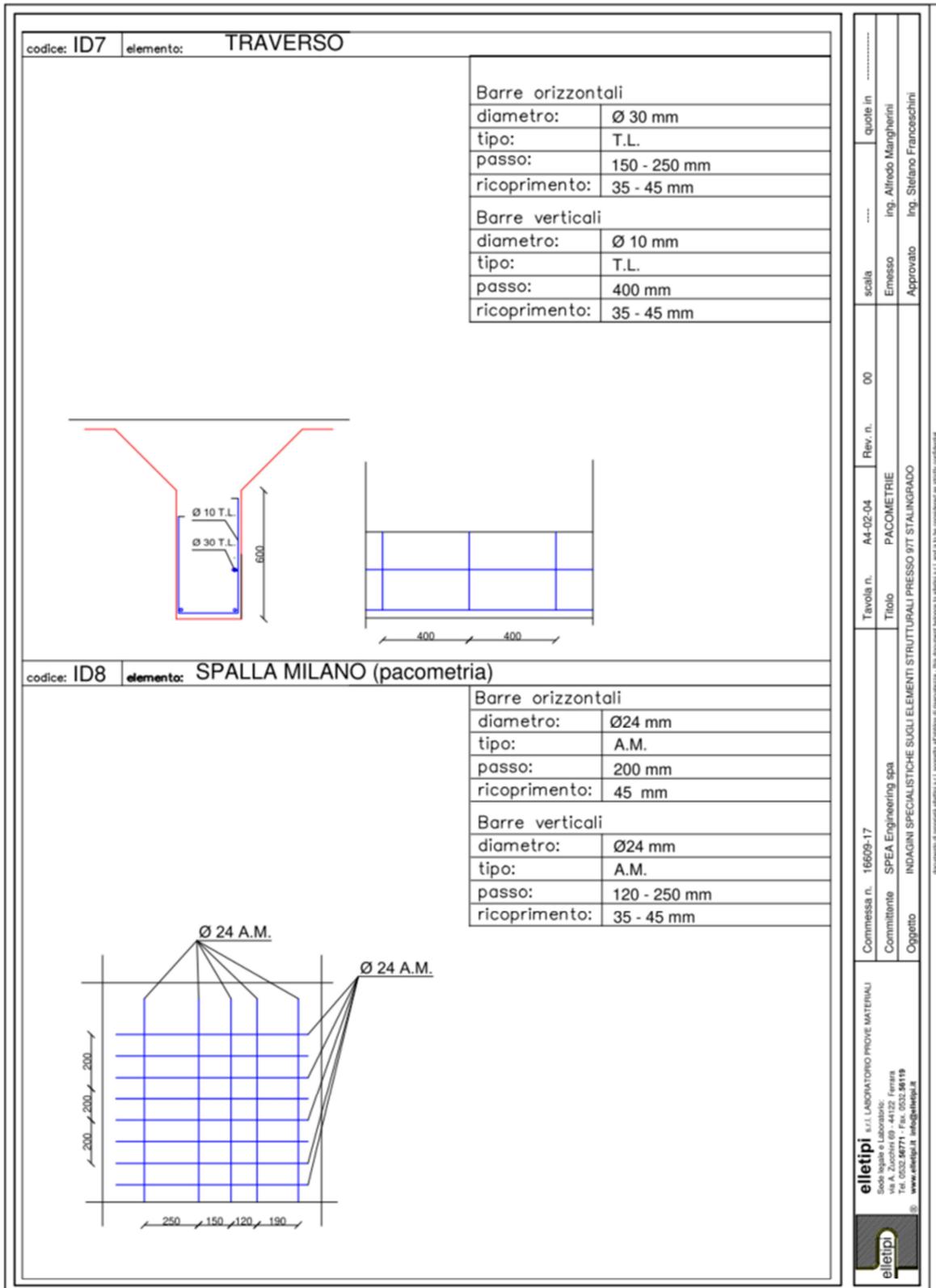


Figura 1-19 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 4/4

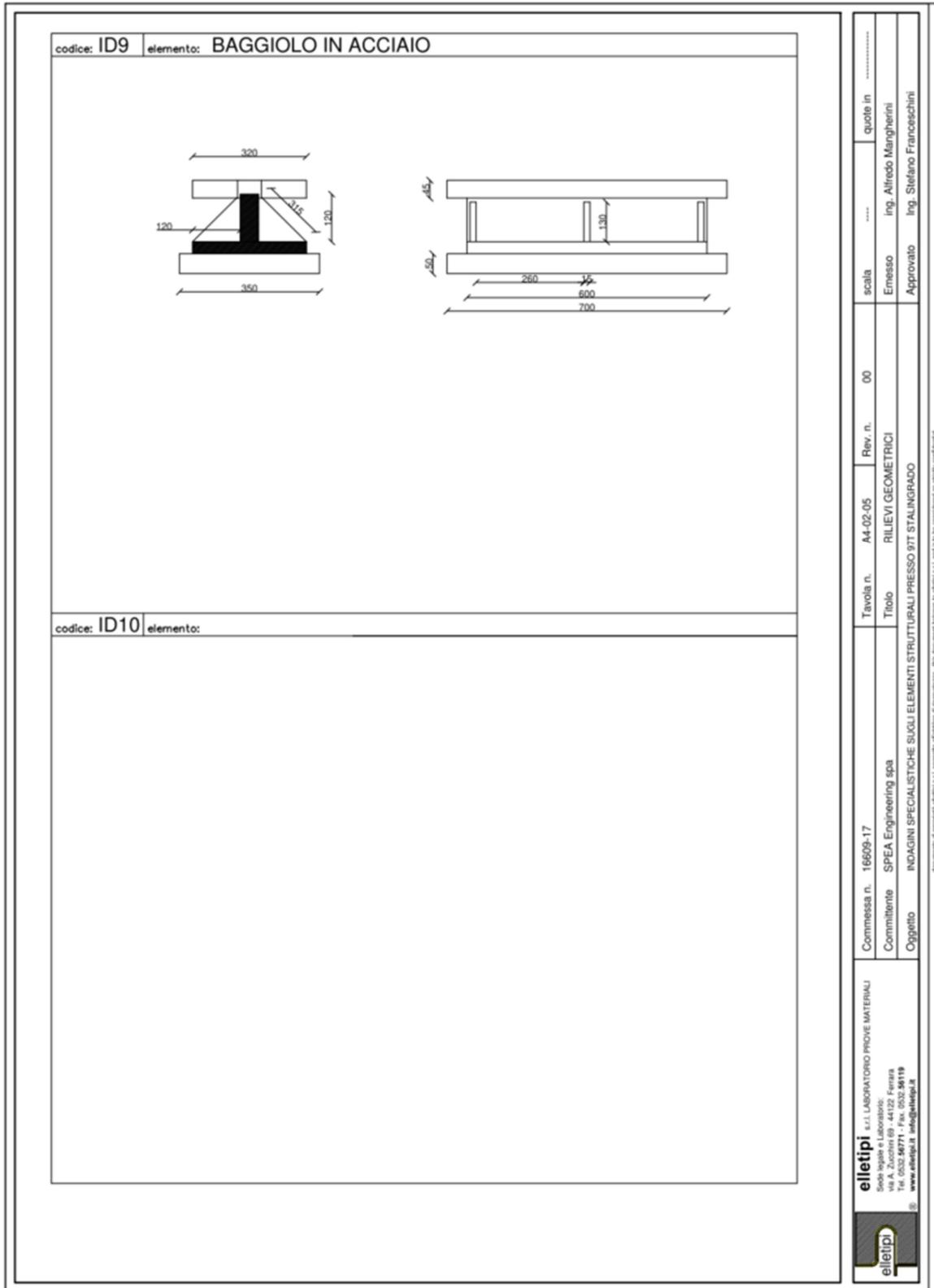


Figura 1-20 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Rilievo geometrico baggiolo in acciaio

elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0017460387
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elite sito:www.elletipi.it

la scintilla
 Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiprofit
 Qualità Ambientale ISO 9001
 ISO 14001
 ISO 45001
 ISO 19011

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 3000008 del 27/01/2013, art. 68 del D.P.R. 366/2001, Cliviera Mineraria 7612/STC
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 68/2 del 01/10/2014, art. 68 del D.P.R. 366/2001, Cliviera Mineraria 7612/STC
 Organismo Notificato n° 1308 (CM, RMI) del 20/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive, rinnovata al sensi della circ. 30/2011, DM 100/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk: 15+004 - 977 - VIA ZAMBELLINI (STALINGRADO)
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 29-30-31/1-2/2018
 PARTE D'OPERA: SPALLE
 CERTIFICATO n°: 49691/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 09/02/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 50kHz		velocità (V)		SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)			valori misurati in sito														
	[mm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID 1 - SPALLA ANDONA	20	55,60	3957	INDIRETTA	38	38	39	41	41	38	38	40	39	40	39,2	41,0	29,6	33,0	43,1
ID 6 - SPALLA MILANO	20	54,30	4052	INDIRETTA	42	40	43	39	42	40	39	43	41	39	40,8	46,7	32,9	35,4	44,6

Note:
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12004-2
 La indice l'indice di resistenza sclerometrica dell'intero punto di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito.
 La sfiducia rappresenta l'angolo formato dall'asse delle sclerometri con il piano orizzontale.
 Codice interno enumerazione utilizzata: 12 - 130-132
 Determinazione della velocità ultrasuonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
 L indica la lunghezza del generatore.
 T è il tempo integrato dell'impulso nell'attraversare la lunghezza L.
 V indica la velocità dell'impulso.
 Codice interno enumerazione utilizzata: 138
 Prova di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12390-1:2009
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad uncinio a vertice.
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati: 1
 R_c indica la resistenza cubica a compressione.
 Codice interno enumerazione utilizzata: 31 - 361 - 321 - 424

Emesso:
 Ing. Alfredo Manghetti

Apposito:
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012) cert-49691-17-rev00-16609-17-PND-SPALLE Sistema qualità Elettipi Srl 1 di 1

elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0017460387
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elite sito:www.elletipi.it

la scintilla
 Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiprofit
 Qualità Ambientale ISO 9001
 ISO 14001
 ISO 45001
 ISO 19011

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 3000008 del 27/01/2013, art. 68 del D.P.R. 366/2001, Cliviera Mineraria 7612/STC
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 68/2 del 01/10/2014, art. 68 del D.P.R. 366/2001, Cliviera Mineraria 7612/STC
 Organismo Notificato n° 1308 (CM, RMI) del 20/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive, rinnovata al sensi della circ. 30/2011, DM 100/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk: 15+004 - 977 - VIA ZAMBELLINI (STALINGRADO)
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 29-30-31/1-2/2018
 PARTE D'OPERA: SOLETTA
 CERTIFICATO n°: 49690/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 09/02/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz		velocità (V)		SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)			valori misurati in sito														
	[mm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SOLETTA	20	49,50	4444	INDIRETTA	50	53	50	48	48	50	49	52	53	53	50,6	57,6	51,5	51,0	57,6

Note:
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12004-2
 La indice l'indice di resistenza sclerometrica dell'intero punto di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito.
 La sfiducia rappresenta l'angolo formato dall'asse delle sclerometri con il piano orizzontale.
 Codice interno enumerazione utilizzata: 12 - 130-132
 Determinazione della velocità ultrasuonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
 L indica la lunghezza del generatore.
 T è il tempo integrato dell'impulso nell'attraversare la lunghezza L.
 V indica la velocità dell'impulso.
 Codice interno enumerazione utilizzata: 138
 Prova di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12390-1:2009
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad uncinio a vertice.
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati: 1
 R_c indica la resistenza cubica a compressione.
 Codice interno enumerazione utilizzata: 31 - 361 - 321 - 424

Emesso:
 Ing. Alfredo Manghetti

Apposito:
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012) cert-49690-17-rev00-16609-17-PND-SOLETTA Sistema qualità Elettipi Srl 1 di 1

Figura 1-21 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo



eletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174800367
 e-mail: info@eletipi.it, segreteria@pec.eletipi.it
 sito: www.eletipi.it



Azienda di Servizi di Controllo e Certificazione
 della Qualità Strutturale
 0532/56771
 0532/56119
 0532/56771

Laboratorio Nazionale di Calcestruzzi autorizzato con Dec. n. 2888/06 del 23/03/2006, art. 28 del D.P.R. 36/2001, Circolare Ministeriale 98/2005
 Laboratorio Nazionale autorizzato con Dec. n. 9832 del 07/02/2014, art. 28 del D.P.R. 36/2001, Circolare Ministeriale 98/2005
 Organismo Nazionale n° 1288 D.M. 28/10/16 del 22/02/2016 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare n° 30/2016, DM 12/02/2016

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk 15+004 - 97T - VIA DEL ZAMBELLINI
COMMESSA:	16609/17
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	30/01/2018
CERTIFICATO n°:	49689-18 Rev 0 del: 16/04/2018
DATA PROVE:	09/02/2018

PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/m ³]	Carico di Rottura [kN]	f _{cd} [MPa]	R _{ct} [MPa]	penetrazione CO ₂ [mm]
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
SPALLA ANCONA	1	94	89	0.95	2210	290.6	41.9	41.0	0
TRAVE	2	74	77	1.04	2355	260.9	60.7	61.6	15
TRAVERSO	3	74	75	1.01	2341	216.2	50.3	50.5	13
TRAVE	4	74	77	1.04	2295	187.5	43.6	44.3	11
SOLETTA	5	74	78	1.05	2400	242.7	56.4	57.6	5
TRAVE	6	74	73	0.99	2373	256.4	59.6	59.3	18
TRAVERSO	7	74	74	1.00	2247	216.5	50.3	50.3	16
SPALLA MILANO	8	94	93	0.99	2262	325.4	46.9	46.7	14

Nota:

Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12554-1:2008 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica
 f_{cd} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ
 R_{ct} = f_{cd} × 2.5 / (1.5+1/λ) resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 524

Emesso:

ing. Alfredo Mangherini

Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza

mod_STRUC03 (rev 01 del 23/02/12)
cert-49689-17+rev00-16609-17-COMP/CL
 Sistema Qualità Eletipi Srl
 pagina 1 di 1

Figura 1-22 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo



eletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0017460367
 e-mail: info@eletipi.it; segreteria@pec.eletipi.it
 sito: www.eletipi.it



Atletica con Sistemi di Gestione certificati da Certquality
 Qualità Ambiente Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 IS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 3030008 del 27/01/2014, art. 38 del D.P.F. 380/2001, Claudio Minervini, 75110010
 Laboratorio Costruzioni autorizzato con Dec. n. 85172 del 01/10/2014, art. 38 del D.P.F. 380/2001, Claudio Minervini, 75110010
 Organismo Notificato n° 1309, CCM 025140 del 22/03/2004 che Ministero delle Attività Produttive, in attuazione del decreto del 20/01/11, CCM 130/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk 15+004-97T STALINGRADO
COMMESSA: 16609/17

CAMPIONE: BARRE DI ARMATURA
DATA PRELIEVO: 30/01/2018

CERTIFICATO n°: 46992-18 Rev 0 del: 16/04/2018
DATA PROVE: 08/02/2018

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	Carico di snervamento	Carico di rottura	tensione di snervamento	tensione di rottura	rapporto tensioni	allungamento a rottura
			D	φ	L	m _v	F _e	F _r	f _e	f _r	f _r / f _e	ε
			[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]
SPALLA ANCONA	1	A.M.	24.00	23.61	390.00	7595.00	192.89	246.66	440.7	563.6	1.28	14.4
TRAVE	2*	T.L.	8.00	8.49	450.00	8841.94	20.14	29.57	355.7	522.3	1.47	26.0
TRAVERSO	3	T.L.	14.00	13.99	340.00	7833.56	53.11	62.93	345.7	539.9	1.56	27.9
TRAVE	4	T.L.	16.00	16.00	412.00	7846.69	74.30	119.02	369.7	592.2	1.60	26.6
SOLETTA	5	T.L.	18.00	18.23	400.00	8055.99	102.62	150.92	393.7	577.9	1.47	27.4
TRAVE	6	T.L.	16.00	15.93	390.00	7779.21	72.04	104.11	361.6	522.5	1.45	25.9
TRAVERSO	7	T.L.	14.00	14.12	350.00	7980.95	53.90	63.32	344.4	532.4	1.55	32.4
SPALLA MILANO	8	A.M.	24.00	23.87	410.00	7763.66	230.10	280.59	514.3	627.1	1.22	12.7

Note:
 *staffa fortemente ossidata con conseguente riduzione della sezione.
 D diametro nominale della barra misurato con tecniche di misura dirette
 φ diametro equipesante utilizzato e calcolato come indicato al § 11.3.2.4 del D.M 14/01/2008 nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m³
 T.L. barre d'armatura di tipo tondo liscio
 A.M. barre d'armatura ad aderenza migliorata
 Codice strumentazione interna 862-1121-232B

Emesso:


Approvato:
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza


mod_STRU015 (rev.00 del 31/01/2012) carl-46992-17-rev00-16609-17-TRAZDIR Sistema Qualità Eletipi Srl 1 di 1

Figura 1-23 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale



elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zuccheri, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174503387
 e-mail: info@elletipi.it, segreteria@pec.elletipi.it, sito: www.elletipi.it



Centro per Servizi Tecnici edital in Conformità
 della Legge 30/09/98
 05 3010 44108
 05 3010 445 394
 05 3010 194 267

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 3900086 del 27/01/2015, art. 58 del D.P.R. 360/2001, Codice Ministeriale 7615/STC
 Laboratorio Strutturale autorizzato con Dec. n. 8072 del 27/03/2014, art. 58 del D.P.R. 360/2001, Codice Ministeriale 7615/STC
 Documento Tecnico n° 1308/238/2018 del 20/03/2018 del Ministero delle Attività Produttive rinviato al sito della sito: 30/03/2011, DM 13/03/2008

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk: 15+004 - 97T - VIA ZAMBELLINI (STALINGRADO)
COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 31/01/18
PARTE D'OPERA BARRE ARMATURA: SPALLA - SOLETTA - TRAVI - TRAVERSI
CERTIFICATO n°: 46693/18 revisione 00 emessa il: 16/04/2018

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 ANCONA	BARRA	182.0	181.7	610
			169.0		
			194.0		
2	TRAVE	BARRA	141.0	136.7	465
			138.0		
			131.0		
3	TRAVERSO	BARRA	155.0	125.0	425
			107.0		
			113.0		
4	TRAVE	BARRA	134.0	137.3	463
			134.0		
			144.0		
5	SOLETTA	BARRA	149.0	123.3	417
			111.0		
			110.0		
6	TRAVE	BARRA	138.0	123.7	420
			90.0		
			143.0		
7	TRAVERSO	BARRA	109.0	116.0	400
			145.0		
			94.0		
8	SPALLA MILANO	BARRA	167.0	159.0	535
			150.0		
			160.0		

NOTE: Codice strutturazione interna 11124
 NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A996/2002

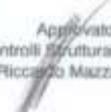
Emesso:



Ing. Alfredo Mangherini

Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali



p.l. Riccardo Mazza

mod_STRU022 (rev 01 del 16/05/13)
cod 46693-17 rev00-16609-17-CL/1
Sistema Qualità Elletipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 1-24 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive eseguite in sito su acciaio strutturale (durometro)

Campagna di indagine 2020

La società “MTS Engineering srl” ha eseguito una campagna di indagini diagnostiche sugli elementi strutturali del sottovia in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- N°33 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°33 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°10 prelievo barre di armatura;
- N°10 pacometri;
- N°18 durometri;

Tutte le prove di laboratorio sono state eseguite secondo le disposizioni delle Norme Tecniche 2018 con supervisione di personale del laboratorio autorizzato CPM.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento “Opera 8: Sottovia via Zambellini (Stalingrado) 97T – Autostrada A13 (BO) – km 015+004 – Rev.0 – 31/08/2020” redatto dalla citata società “MTS Engineering srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.



Figura 1-25 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota Kg/m³	carico di rottura N	carico unitario fc N/mm²	λ	Ceff. correl.	Rc corretto N/mm²
		Ø	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm²	cm³	g						
C1	NON DICHIARATO	74	74,1	4301	319	750	2.353,37	213.310	49,60	1,00	1,00	49,62
C2	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	738	2.318,84	162.700	37,83	1,00	1,00	37,83
C3	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	735	2.309,42	159.030	36,98	1,00	1,00	36,98
C4	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	756	2.365,81	174.270	40,52	1,00	1,00	40,59
C5	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	747	2.347,12	187.240	43,54	1,00	1,00	43,54
C6	NON DICHIARATO	74	74,2	4301	319	761	2.384,67	154.820	36,00	1,00	1,00	36,04
C7	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	766	2.406,82	189.060	43,96	1,00	1,00	43,96
C8	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	735	2.309,42	113.930	26,49	1,00	1,00	26,49
C9	NON DICHIARATO	74	74,4	4301	320	785	2.453,26	173.950	40,45	1,01	1,00	40,53
C10	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	764	2.400,54	176.620	41,07	1,00	1,00	41,07
C11	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	757	2.368,94	164.080	38,15	1,00	1,00	38,21
C12	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	778	2.434,66	204.530	47,56	1,00	1,00	47,63

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota Kg/m³	carico di rottura N	carico unitario fc N/mm²	λ	Ceff. correl.	Rc corretto N/mm²
		Ø	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm²	cm³	g						
C13	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	769	2.416,25	237.160	55,14	1,00	1,00	55,14
C14	NON DICHIARATO	74	74,2	4301	319	770	2.412,87	171.680	39,92	1,00	1,00	39,96
C15	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1454	2.284,28	123.170	28,64	2,00	1,25	35,80
C16	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	733	2.303,13	177.260	41,22	1,00	1,00	41,22
C17	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1490	2.340,84	149.560	34,77	2,00	1,25	43,47
C18	NON DICHIARATO	74	74,1	4301	319	741	2.325,13	177.670	41,31	1,00	1,00	41,33
C19	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	747	2.337,64	204.430	47,53	1,00	1,00	47,61
C20	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	738	2.318,84	184.840	42,98	1,00	1,00	42,98
C21	NON DICHIARATO	74	74,4	4301	320	780	2.437,63	231.400	53,80	1,01	1,00	53,92
C22	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	719	2.259,14	214.280	49,82	1,00	1,00	49,82
C23*	NON DICHIARATO	74	75,0	4301	323	775	2.402,63	151.610	35,25	1,01	1,01	35,44
C24	NON DICHIARATO	74	74,1	4301	319	748	2.347,09	186.080	43,27	1,00	1,00	43,29
C25	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	755	2.372,26	228.120	53,04	1,00	1,00	53,04
C26	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	757	2.378,54	212.490	49,41	1,00	1,00	49,41
C27	NON DICHIARATO	74	74,2	4301	319	752	2.356,46	227.060	52,79	1,00	1,00	52,85
C28	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	741	2.328,27	180.360	41,94	1,00	1,00	41,94
C29	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	743	2.325,13	186.190	43,29	1,00	1,00	43,36
C30	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	729	2.290,56	169.960	39,52	1,00	1,00	39,52
C31	NON DICHIARATO	74	74,2	4301	319	763	2.390,93	209.480	48,71	1,00	1,00	48,76
C32	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1486	2.334,55	146.740	34,12	2,00	1,25	42,65
C33	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	769	2.416,25	222.870	51,82	1,00	1,00	51,82

N.B.: a) il diametro è la media dei due diametri, misurati ortogonalmente, su ambedue le facce della carota.
 b) l'altezza è la media delle quattro altezze, misurate in punti diversi (diametralmente opposti), dopo il taglio e la spianatura.
 * **IL CAMPIONE C23 PRESENTAVA PRIMA DEL TAGLIO E SUCCESSIVA RETTIFICA LESIONI A TUTTA ALTEZZA SU DUE LATI OPPOSTI (VEDI FOTO)**

Figura 1-26 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento	carico unitario snervam.	carico di rottura	carico unitario rottura	Allungamento
		Ønom	lungh.	peso	area	Øeq.*		f _y		f _t	
		mm	mm	g	mm ²	mm	N	N/mm ²	N	N/mm ²	%
B1	NON DICHIARATO	20	403	989	312,62	19,95	160.250	512,6	195.690	626,0	17,1
B2	NON DICHIARATO	20	433	1048	308,32	19,81	162.430	526,8	197.350	640,1	16,6
B3	NON DICHIARATO	24	374	1321	449,95	23,94	222.210	493,9	269.450	598,8	15,1
B4	NON DICHIARATO	16	430	685	202,93	16,07	104.760	516,2	128.590	633,7	15,7
B5	NON DICHIARATO	16	432	693	204,35	16,13	109.600	536,3	128.670	629,6	15,2
B6	NON DICHIARATO	8	384	180	59,71	8,72	32.630	546,4	36.000	602,9	9,1
B7	NON DICHIARATO	18	455	914	255,90	18,05	109.450	427,7	147.450	576,2	14,6
B8	NON DICHIARATO	20	412	1001	309,50	19,85	166.660	538,5	204.020	659,2	15,8
B9	NON DICHIARATO	16	404	628	198,02	15,88	120.780	609,9	138.150	697,7	14,5
B10	NON DICHIARATO	18	402	802	254,14	17,99	133.600	525,7	170.900	672,5	15,7

* della barra tonda equipesante

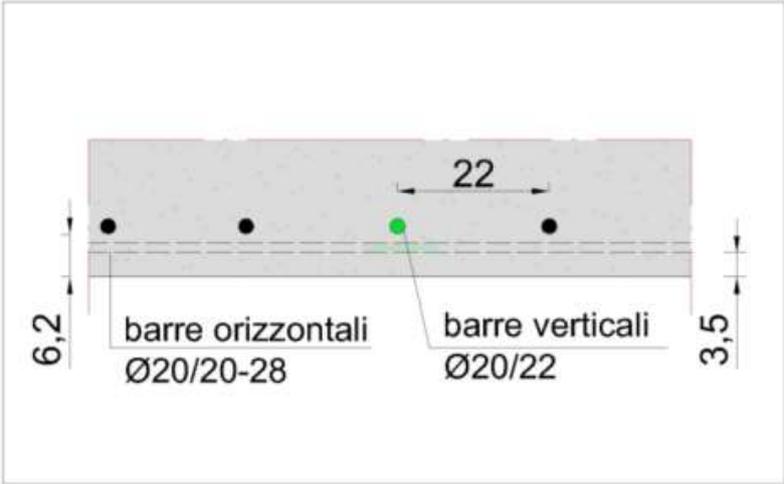
Figura 1-27 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

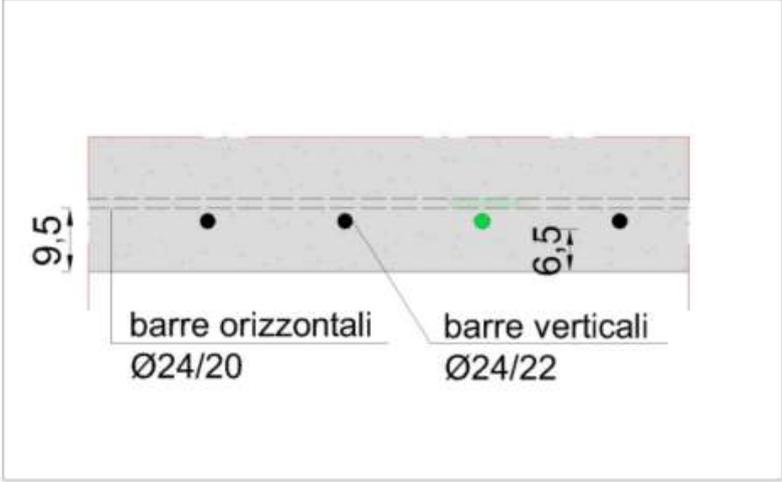
Prove Durometriche:

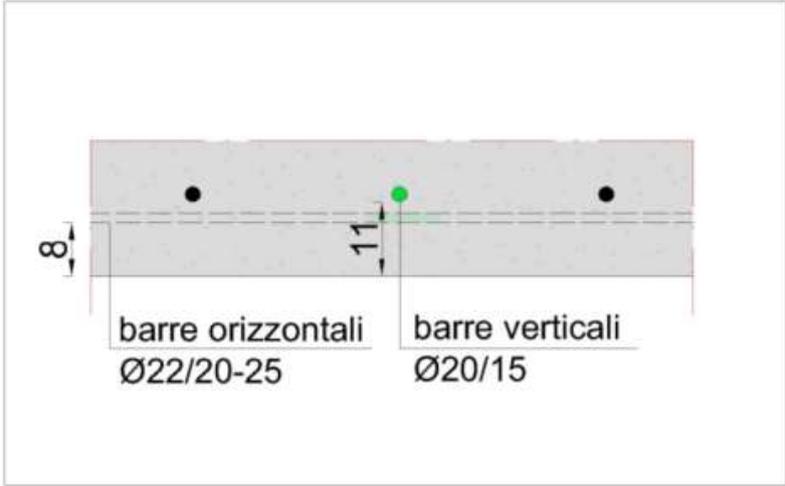
DUROMETRO			
IDENTIFICATIVO RILIEVO	ELEMENTO	DUROMETRO [HV]	MEDIA
D 1	TRAVE METALLICA	260	259.5
		255	
		258	
		265	
D 2	TRAVE METALLICA	230	237.5
		240	
		242	
		238	
D 3	TRAVE METALLICA	250	270
		260	
		280	
		290	
D 4	TRAVE METALLICA	230	246.25
		240	
		255	
		260	
D 5	TRAVE METALLICA	240	246.25
		250	
		255	
		240	
D 6	TRAVE METALLICA	250	257.5
		260	
		265	
		255	
D 7	TRAVE METALLICA	250	255.75
		260	
		255	
		258	
D 8	TRAVE METALLICA	260	260.75
		255	
		258	
		270	
D 9	TRAVE METALLICA	238	240.25
		240	
		235	
		248	
D 10	TRAVE METALLICA	250	258.75
		270	
		255	
		260	
D 11	TRAVE METALLICA	250	253.25
		255	
		260	
		248	
D 12	TRAVE METALLICA	240	261.25
		270	
		255	
		280	

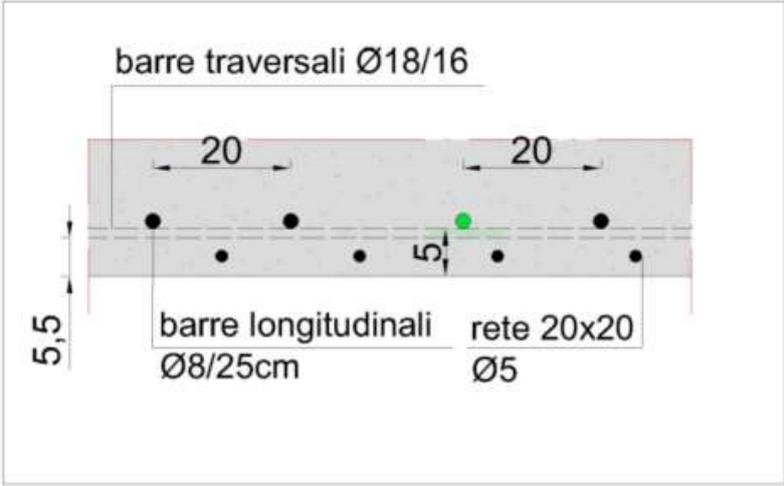
D 13	TRAVE METALLICA	250	248
		255	
		248	
		239	
D 14	TRAVE METALLICA	240	251.25
		250	
		255	
		260	
D 15	TRAVE METALLICA	250	246.25
		240	
		245	
		250	
D 16	TRAVE METALLICA	255	256.25
		250	
		260	
		260	
D 17	TRAVE METALLICA	258	255.75
		260	
		255	
		250	
D 18	TRAVE METALLICA	245	246.25
		255	
		240	
		245	

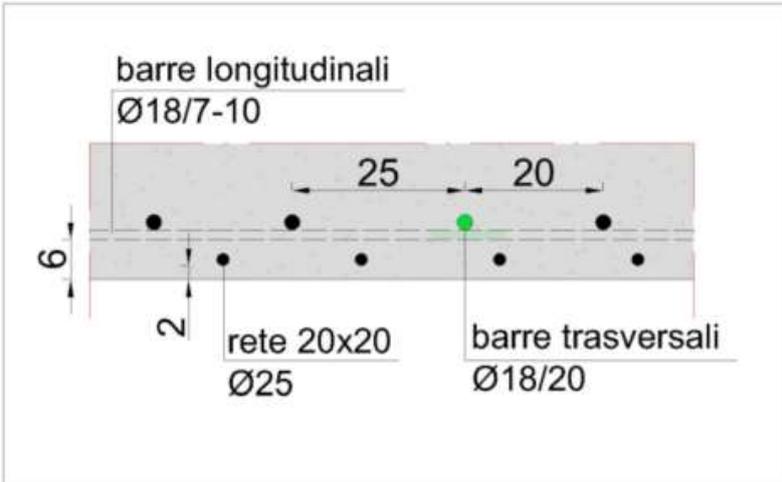
Figura 1-28 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Prove durometriche travi metalliche

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: ferri ad aderenza migliorata con ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
	

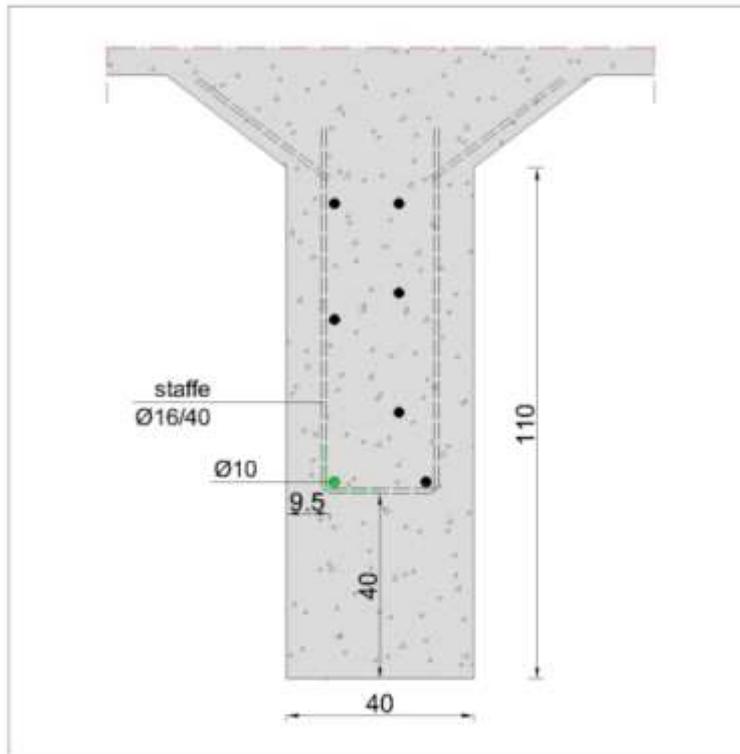
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 2
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: ferri ad aderenza migliorata in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
<div style="text-align: center;">  <p data-bbox="655 1093 935 1126"><i>Sezione area di indagine</i></p> </div>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 3
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: ferri ad aderenza migliorata con ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: ferri ad aderenza migliorata con leggera ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
	

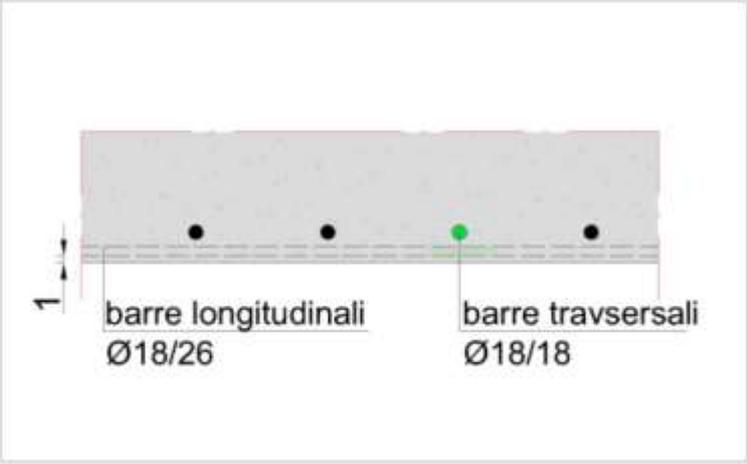
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: ferri ad aderenza migliorata in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
	

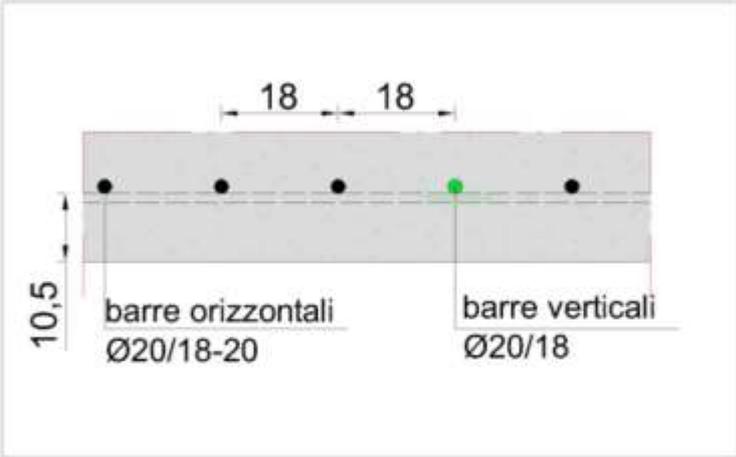
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 6
TRAVERSO IN C.A.	CARREGGIATA SX
NOTE: È stato rilevato: i ferri sono lisci e presentano ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	

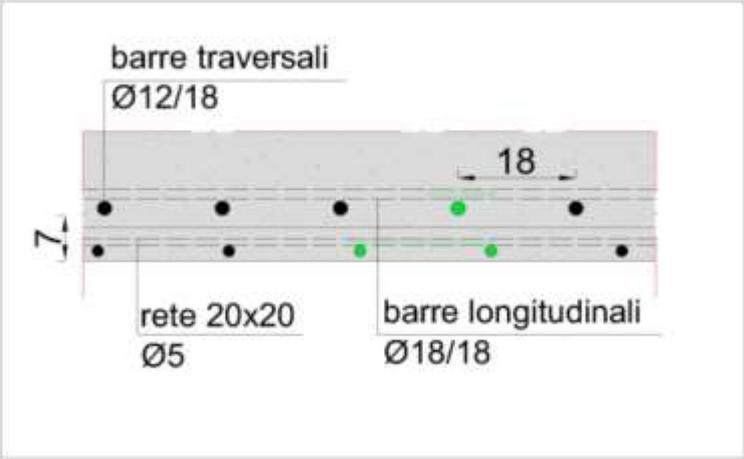


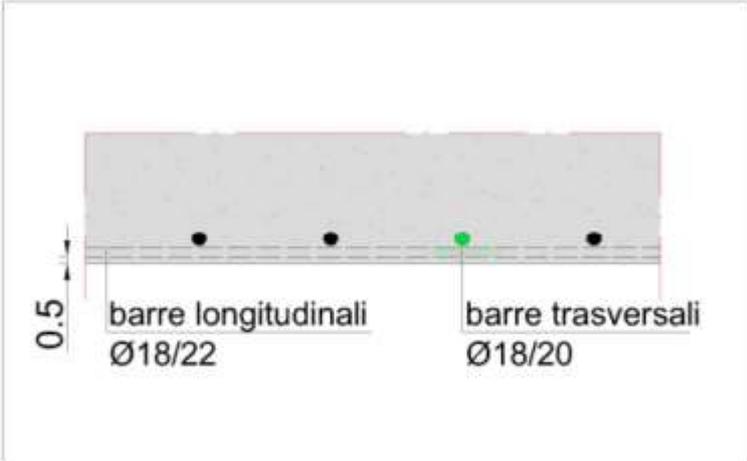
Sezione area di indagine



DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 7
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX
NOTE: È stato rilevato: i ferri sono lisci e presentano ossidazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
<div style="text-align: center;">  <p data-bbox="496 869 762 943">barre longitudinali Ø18/26</p> <p data-bbox="855 869 1094 943">barre trasversali Ø18/18</p> <p data-bbox="635 1059 903 1088"><i>Sezione area di indagine</i></p> </div>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 8
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX
<p>NOTE: È stato rilevato: ferri ad aderenza migliorata con ossidazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 9
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: ferri ad aderenza migliorata. Le barre trasversali e la rete presentano ossidazione superficiale mentre le barre longitudinali sono in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>barre trasversali Ø12/18</p> <p>18</p> <p>7</p> <p>rete 20x20 Ø5</p> <p>barre longitudinali Ø18/18</p> <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 10
SOLETTA CENTRALE	CARREGGIATA SX
NOTE: NOTE: È stato rilevato: ferri lisci con presenza di ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
<div style="text-align: center;">  <p data-bbox="635 1066 906 1093">Sezione area di indagine</p> </div>	
	

1.4.2.3 Definizione del fattore di confidenza

In considerazione delle prove di caratterizzazione dei materiali effettivamente eseguite e dei loro risultati, in ottemperanza a quanto indicato al cap. C8 “Costruzioni Esistenti” della 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; si definiscono i seguenti livelli di conoscenza e fattori di confidenza (vedere Tabella C8.5.IV della citata Circolare riportata nella figura sottostante):

Impalcato: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Sottostrutture: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 1-29 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio (Tab. C8.5.IV della Circolare alle NTC2018)

1.4.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Si riportano di seguito le considerazioni contenute nel capitolo 6.3.4: “Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali” delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M .

La grandezza statistica, f_k o f_m , per le caratteristiche meccaniche da considerare non è chiarita completamente dalle Norme Tecniche; dal testo delle norme, riportato di seguito per chiarezza espositiva, si evince, senza dubbio, come non sia possibile far riferimento al valore medio ma si debba considerare “l’entità della dispersione”, facendo ad esempio riferimento al valore caratteristico che si ottiene dall’analisi sperimentale con prove distruttive (ad esempio, carote per il calcestruzzo) e non distruttive.

Cap. 8.5.3 delle NTC2018 – Caratterizzazione meccanica dei materiali. *Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di*

conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n.7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

In altro punto della Circolare è riportato quanto segue:

Cap. C8.5.4.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018 –Costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).

Tale affermazione fa ritenere che il riferimento vada fatto al valor medio della resistenza; ciò vale anche per analoga affermazione del punto C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 mentre le Norme Tecniche chiariscono come si debba motivatamente tenere conto dell'entità delle dispersioni.

Si sottolinea inoltre che la normativa italiana considera i fattori FC, che incorporano vari tipi di incertezze comprese quelle sulla disposizione delle armature e sui dettagli costruttivi. Il sistema degli Eurocodici considera invece unicamente i fattori parziali dei materiali che incorporano le incertezze di modello e la variabilità dei materiali in maniera forfettaria. È dunque necessario ottenere una sintesi dei due diversi approcci.

Si ritiene che un'adeguata interpretazione rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici, sia di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, si da tenere conto della dispersione.

In altri termini si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min \left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Si osservi che nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio f_m come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane. Si consideri anche che tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di confidenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

Per quanto concerne la stima del valore f_k , un'adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell'ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell'incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{array} \right.$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

1.4.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche dei materiali esistenti

Sulla base de:

- i risultati delle prove effettuate sui materiali,
- le informazioni disponibili,
- i fattori di confidenza adottati e
- la procedura definita nelle linee guida ministeriali e ampiamente descritta al capitolo precedente;

si assumono per i materiali costituenti le strutture esistenti i seguenti valori di progetto.

L'analisi è condotta separatamente per:

- opera di prima realizzazione e primo ampliamento eseguito nel 2004 (qualora presente);
- singolo elemento strutturale.

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,00
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C6	36,04	
C7	43,96	
C9	40,53	
C11	38,21	
C12	47,63	
C13	55,14	
C14	39,96	
C16	41,22	
C18	41,33	
C19	47,61	
C23	35,44	
C24	43,29	
C25	53,04	
C26	49,41	
C27	52,85	
C31	48,76	
C32	42,65	
C33	51,82	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
5	57,6	
R _c [MPa]	45,60	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	30,40	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	25,23	= R _c x 0,83
n° prove	19	
μ^*	3,81	
σ^*	0,14	
$\mu_{0,16}$	3,78	
x _{0,05}	34,49	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	34,49	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	28,62	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	25,23	

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B7		427,70
B9		609,90
B10		525,70
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 5		393,7
f_y [MPa]	489,25	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	425,43	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	4	
μ^*	6,18	
σ^*	0,20	
$\mu_{0,16}$	6,08	
$x_{0,05}$	315,23	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	315,23	= f_y / FC
f_d [MPa]	315,23	

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	traverso	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,00
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C10	41,07	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
3	50,5	
7	50,30	
R _c [MPa]	47,29	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	31,53	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	26,17	= R _c x 0,83
n° prove	3	
μ^*	3,85	
σ^*	0,12	
$\mu_{0,16}$	3,78	
$\chi_{0,05}$	36,22	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	36,22	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	30,06	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	26,17	

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	traverso	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B6		546,40
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 3		345,7
ID 7		344,40
f_y [MPa]	412,17	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	358,41	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,00	
σ^*	0,27	
$\mu_{0,16}$	5,84	
$x_{0,05}$	223,28	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	223,28	= f_y / FC
f_d [MPa]	223,28	

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trave	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,00
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C4	40,59	
C21	53,92	
C28	41,94	
C29	43,36	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
2	61,60	
4	44,30	
6	59,30	
R _c [MPa]	49,29	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	32,86	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	27,27	= R _c x 0,83
n° prove	7	
μ^*	3,88	
σ^*	0,17	
$\mu_{0,16}$	3,82	
$x_{0,05}$	34,22	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	34,22	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	28,40	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	27,27	

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trave	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 2		355,70
ID 4		369,70
ID 6		361,60
f_y [MPa]	362,33	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	315,07	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	5,89	
σ^*	0,02	
$\mu_{0,16}$	5,88	
$X_{0,05}$	347,06	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	347,06	= f_y / FC
f_d [MPa]	315,07	

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1.00	
γ_c	1.50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C5	43.54	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID 1	41.00	
ID 8	46.70	
R _c [MPa]	43.75	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	29.16	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	24.21	= R _c x 0,83
n° prove	3	
μ^*	3.78	
σ^*	0.07	
$\mu_{0,16}$	3.74	
$x_{0,05}$	37.81	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	37.81	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	31.38	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	24.21	

Sottovia:	97T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	acciaio	
FC	1.00	
γ_c	1.15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 1		440.70
ID 2		514.30
f_y [MPa]	477.50	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	415.22	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	2	
μ^*	6.17	
σ^*	0.11	
$\mu_{0,16}$	6.09	
$x_{0,05}$	368.44	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	368.44	= f_y / FC
f_d [MPa]	368.44	

Sottovia:	97T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,00
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C8	29,49	
C20	42,98	
C22	49,82	
C30	39,52	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
R _c [MPa]	40,45	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	26,97	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	22,38	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,68	
σ^*	0,22	
$\mu_{0,16}$	3,57	
$x_{0,05}$	24,78	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	24,78	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	20,57	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	20,57	valore di progetto

Sottovia:	97T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B4		516,20
B5		536,30
B9		609,90
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	554,13	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	481,86	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,31	
σ^*	0,09	
$\mu_{0,16}$	6,26	
$\chi_{0,05}$	455,35	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	455,35	= f_y / FC
f_d [MPa]	455,35	

Sottovia:	97T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	trave	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,05
Campagna di indagini 2020		
ID durometro	HV	f_y [MPa]
D1	259,50	675,78
D4	246,25	641,28
D7	255,75	666,02
D8	260,75	679,04
D10	258,75	673,83
D12	261,25	680,34
D16	256,25	667,32
D17	255,75	666,02
D18	246,25	641,28
Campagna di indagini 2017		
ID durometro	HV	f_y [MPa]
f_y [MPa]	665,65	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	633,96	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	9	
μ^*	6,50	
σ^*	0,02	
$\mu_{0,16}$	6,49	
$\chi_{0,05}$	636,64	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	636,64	= f_y / FC
f_d [MPa]	633,96	

Sottovia:	97T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	trasverso	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,05
Campagna di indagini 2020		
ID durometro	HV	f_y [MPa]
D2	237,50	618,49
D3	270,00	703,13
D5	246,25	641,28
D6	257,50	670,57
D9	240,25	625,65
D11	253,25	659,51
D13	248,00	645,83
D14	251,25	654,30
D15	246,25	641,28
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	HV	f_y [MPa]
f_y [MPa]	651,11	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	620,11	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	9	
μ^*	6,48	
σ^*	0,04	
$\mu_{0,16}$	6,47	
$\chi_{0,05}$	603,35	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	603,35	= f_y / FC
f_d [MPa]	603,35	

Sottovia:	97T	
Opere:	Ampliamento 2004	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1.00	
γ_c	1.50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C1	49.62	
C3	36.98	
C15	35.80	
C17	43.47	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
R _c [MPa]	41.47	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	27.65	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	22.95	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3.72	
σ^*	0.15	
$\mu_{0,16}$	3.64	
$x_{0,05}$	29.73	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	29.73	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	24.67	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	22.95	

Sottovia:	97T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	acciaio	
FC	1.00	
γ_c	1.15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B1		512.60
B8		538.50
B9		609.90
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	553.67	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	481.45	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6.31	
σ^*	0.09	
$\mu_{0,16}$	6.26	
$x_{0,05}$	452.71	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	452.71	= f_y / FC
f_d [MPa]	452.71	

1.6 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

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

1.6.2 Terreno di fondazione

Le caratteristiche dei terreni presenti in fondazione sono stati desunte da prove effettuate in sito. Si riportano di seguito la stratigrafia e i parametri geotecnici caratteristici.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT27	1984	15+030	37.10	15.00	-
CPT28	1984	14+920	37.00	15.00	-
S55	1984	14+945	38.00	19.00	-
PB19	2016	15+035	37.00	35.00	TA(32)
PZ-PB7	2016	15+100	37.00	3.50	-

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

Figura 1-30. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
37.00	0.00 ÷ 10.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	10.00 ÷ 22.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella V
	22.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 1-31. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

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

Figura 1-32. 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)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

Figura 1-33. 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)
Limo argilloso	19	0	26	$5+0.6(z-15.0)$	0.4	$0.18 \div 0.16$	$0.03 \div 0.04$	3E-07	$72 + 2(z-15.0)$	50
γ_t	=peso di volume del terreno				CR	=angolo di resistenza al taglio				
c'	=coesione efficace				RR	=modulo di elasticità				
ϕ'	=angolo di resistenza al taglio				C_v	= <u>coeff.</u> di consolidazione verticale				
E'	=modulo di elasticità				C_u	=coesione non drenata				
σ'_{pre}	=tensione di <u>preconsolid</u>				E_u	= <u>mod</u> di elasticità in <u>condiz</u> non drenate				

Figura 1-34. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A'')

1.7 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.

Sito in esame.

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Latitudine: 44,51714

Longitudine: 11,36071

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente C_u : 2

Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

T_R : 60 anni

a_g : 0.070 g

F_0 : 2.484

T_C^* : 0.275 s

S_S : 1.50

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

T_R : 101 anni

a_g : 0.087 g

F_0 : 2.475

T_C^* : 0.285 s

S_S : 1.50

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

T_R : 949 anni

a_g : 0.213 g

F_0 : 2.439

T_C^* : 0.307 s

S_s : 1.39
 S_T : 1.00
 $S = S_s \times S_T =$ 1.39

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 T_R : 1950 anni
 a_g : 0.270 g
 F_0 : 2.436
 T_c^* : 0.313 s
 S_s : 1.31
 S_T : 1.00
 $S = S_s \times S_T =$ 1.31

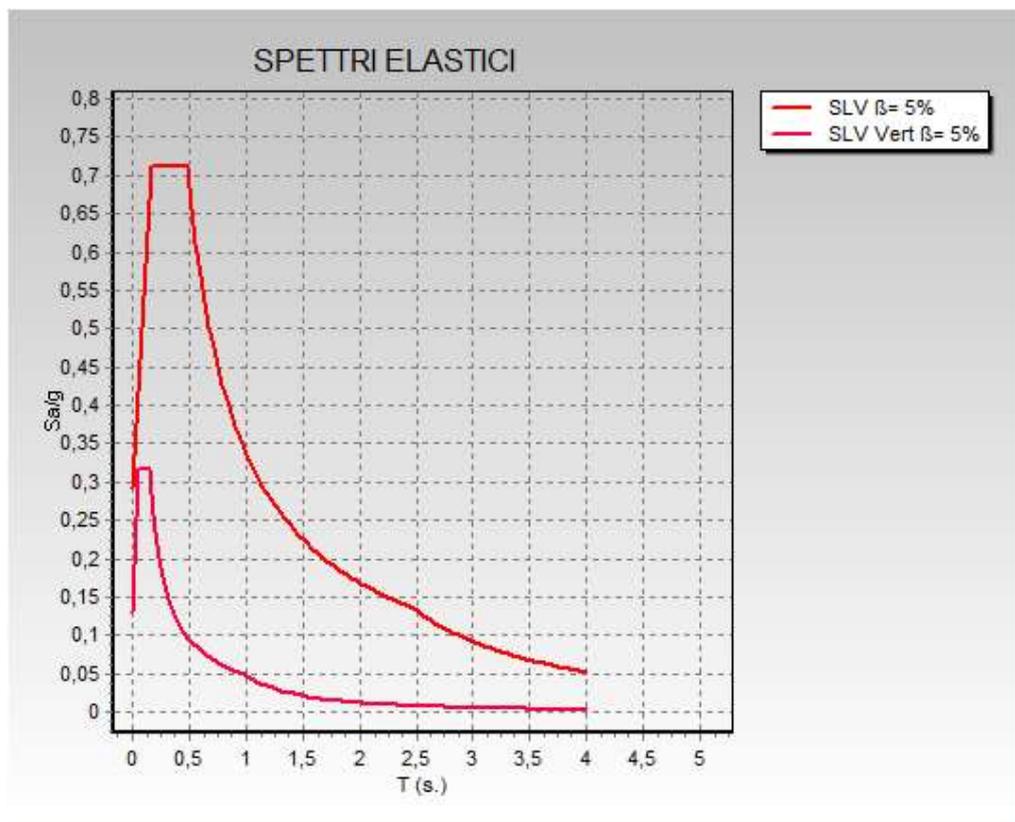


Figura 1-35. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

1.8 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'analisi dell'impalcato è il software agli elementi finiti **CDSWin** versione 2020 con licenza chiave n° 7284 prodotto dalla « S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri, 95030 Sant'Agata li Battiati (CT)».

Per le verifiche tensionali delle sezioni in acciaio e miste, si impiega il software di calcolo **Profili**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi.

Per le verifiche tensionali delle sezioni in c.a., si impiega il software di calcolo **VCASLU**, 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 di opere sostegno quali berlinesi o diaframmi (opere provvisorie o permanenti), si impiega il software di calcolo **Paratie Plus release 20.0** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Per l'analisi delle sottostrutture, si fa uso del programma ad elementi finiti **SAP 2000 – v.16.1.1** – “Integrated Software for Structural Analysis and Design”, distribuito da Computers and Structures, Inc. (U.S.A.); il pacchetto software comprende pre – post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed alla manipolazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare; il medesimo solutore è impiegato per le analisi effettuate nello studio della fase sismica.

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 verrà presentata di volta in volta.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati. L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

1.9 CONVENZIONI GENERALI

1.9.1 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

2.1 ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

2.1.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi formato da elementi beam lineari a due nodi e da una soletta modellata con elementi shell. I vincoli sono stati modellati come cerniera ad una estremità e carrello all'altra estremità.

2.1.2 Fasi di analisi

2.1.2.1 Fase 1

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Peso proprio travi in acciaio
- Peso proprio traversi in acciaio
- Peso proprio soletta in calcestruzzo

In questa fase la soletta in calcestruzzo è un carico che grava sulle travi in acciaio e non viene considerata come elemento resistente.

2.1.2.2 Fase 2

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Carico permanente degli arredi stradali (pavimentazione, cordoli, guard-rail, reti di protezione e, qualora presenti, barriere anti-foniche)
- Ritiro
- Viscosità
- Cedimenti vincolari di spalla e pila

In questa fase, caratterizzata dai carichi di lunga durata, viene considerato un coefficiente di omogeneizzazione n pari a 15.6 per la verifica della sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

2.1.2.3 Fase 3

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Azione di frenatura
- Carichi variabili da traffico
- Vento a ponte carico
- Temperatura

In questa fase, caratterizzata dai carichi di breve durata, viene considerato un coefficiente di omogeneizzazione n pari a 6.2 per la verifica della sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

2.1.3 Fasi di costruzione

Le fasi di costruzione dell'impalcato rispecchiano quanto descritto nelle fasi di analisi. Avremo dunque:

- Fase 1:
vengono disposte, in sequenza, le travi di acciaio, le predalle, l'armatura della soletta e infine viene effettuato il getto di calcestruzzo.
- Fase 2:
il calcestruzzo ormai maturato permette la disposizione degli arredi stradali, della pavimentazione, delle barriere e della segnaletica.

2.1.4 Coefficienti di omogeneizzazione

Come anticipato al paragrafo 2.1.2, sono stati valutati i coefficienti di omogeneizzazione in funzione della fase di analisi. Per carichi di lunga durata (fase di analisi 2) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \phi(t, t_0))$$

Che tiene in conto dei fenomeni reologici del calcestruzzo. Si rimanda al paragrafo specifico per il calcolo del coefficiente $\phi(t, t_0)$.

Per carichi di breve durata (fase di analisi 3) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000MPa}{34077MPa} = 6.16$$

2.1.5 Larghezza di soletta collaborante

In accordo con il cap. 4.3.2.3 delle NTC2018 è stata valutata la larghezza efficace della trave a sezione composta.

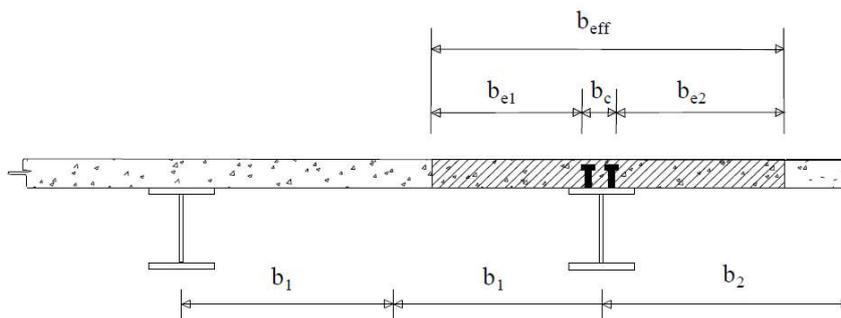


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

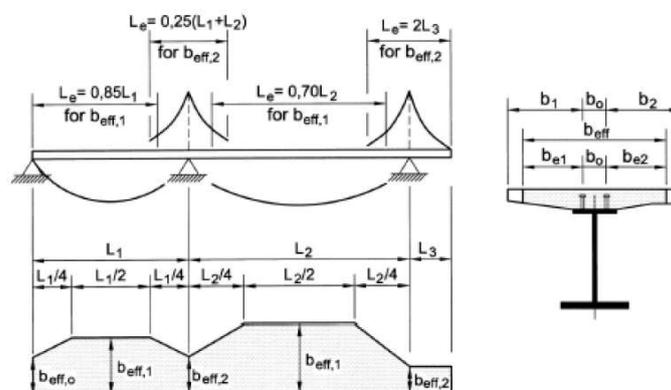


Figura 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e per le travi continue

Figura 2-2. Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

Per la trave intermedia lato Nord la larghezza efficace vale:

b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	32500	Lunghezza della trave
b_1	mm	1000	Seminterasse destro
b_2	mm	1000	Seminterasse sinistro
b_{e1}	mm	800	
b_{e2}	mm	800	
b_{eff}	mm	2000	Larghezza efficace

Per la trave di estremità lato Nord la larghezza efficace vale:

b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	32500	Lunghezza della trave
b_1	mm	900	Seminterasse destro medio
b_2	mm	1000	Seminterasse sinistro
b_{e1}	mm	700	
b_{e2}	mm	800	
β_1	mm	1.00	
β_2	mm	1.00	
b_{eff}	mm	1900	Larghezza efficace

Per la trave di estremità lato Sud la larghezza efficace vale:

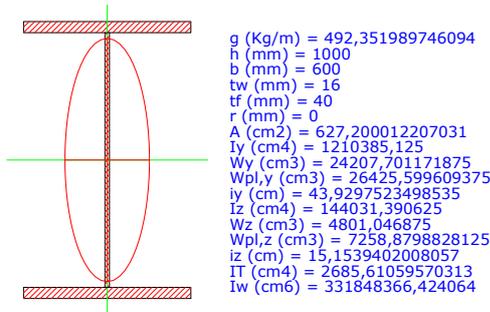
b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	32500	Lunghezza della trave
b_1	mm	1300	Seminterasse destro medio
b_2	mm	1000	Seminterasse sinistro
b_{e1}	mm	1100	
b_{e2}	mm	800	
β_1	mm	1.00	
β_2	mm	1.00	
b_{eff}	mm	2300	Larghezza efficace

2.1.6 Sezioni di verifica

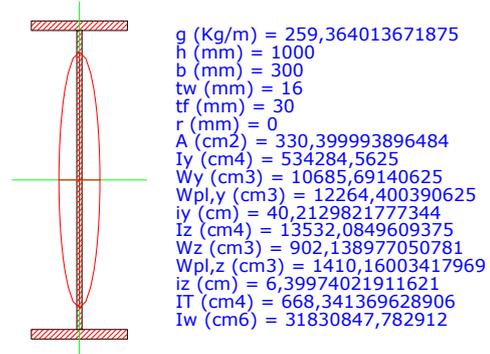
2.1.6.1 Proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche

Si riportano di seguito le proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche delle sezioni in acciaio delle travi principali e dei trasversi.

Trave principale saldata simmetrica



Trave trasversale saldata simmetrica



Si tratta, in entrambi i casi, di sezioni simmetriche saldate a completo ripristino.

2.1.6.2 Preclassificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni è riportata nel §4.2.3.1 delle NTC2018.

Trave principale saldata simmetrica

600x1000		Acciaio S355 (Fe510)	f_y (N/mm ²)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$				
AL A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{292}{40 \times 0,81} = 8,97$		$\frac{c}{t_w \epsilon} = \frac{292}{16 \times 0,81} = 22,4$	
	FLESSIONE M_z $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1		
AN M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{920,0}{16 \times 0,81} = 70,67$		$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{940,0}{16 \times 0,81} = 72,21$	
	FLESSIONE M_y $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4		

Trave trasversale saldata simmetrica

300x1000		Acciaio S355 (Fe510)	f_y (N/mm ²)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$				
AL A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{30 \times 0,81} = 5,82$		$\frac{c}{t_w \epsilon} = \frac{142}{16 \times 0,81} = 10,8$	
	FLESSIONE M_z $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1		
AN M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{940,0}{16 \times 0,81} = 72,21$		$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{940,0}{16 \times 0,81} = 72,21$	
	FLESSIONE M_y $72 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 83$ Classe 2	COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4		

2.1.7 Metodologia di verifica

La verifica della sezione composta acciaio-calcestruzzo è stata effettuata mediante il metodo elastico, successivamente descritto.

2.1.7.1 Metodo elastico

Il calcolo delle tensioni in una struttura a sezione composta di acciaio e calcestruzzo, in campo elastico, si svolge sulla base delle ipotesi fondamentali della teoria elastica del cemento armato.

Dalla ipotesi di conservazione delle sezioni piane deriva la possibilità di ridurre la sezione composta a un'altra ideale, costituita tutta di acciaio, nella quale la parte di sezione in calcestruzzo viene omogeneizzata a quella in acciaio tramite un coefficiente n di omogeneizzazione mentre le tensioni relative al conglomerato dovranno dedursi da quelle ottenute per la sezione ridotta ad acciaio, ossia:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto della durata e storia del carico che produce le tensioni. Infatti mentre nel calcestruzzo armato si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ($n = 15.6$) che tiene forfetariamente conto di una presenza di carichi permanenti e variabili di simile entità, nelle travi composte si tiene generalmente distinto l'effetto dei carichi permanenti da quello dei carichi variabili, potendo essere assai diverso il loro rapporto nei diversi casi.

Di conseguenza, per carichi variabili non capaci di produrre effetti viscosi, il coefficiente di omogeneizzazione n_0 assume il valore base:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c}$$

Per la valutazione degli effetti tensionali dei carichi permanenti sulla trave composta, (carichi applicati alla trave dopo che la parte in calcestruzzo ha raggiunto la piena collaborazione con la trave metallica) occorre tener conto della viscosità.

A tale scopo, si usano in genere i cosiddetti metodi algebrizzati per evitare la soluzione di complesse equazioni integro-differenziali derivanti dall'essere le deformazioni totali (elastiche più viscosi) funzioni delle tensioni applicate.

Tra i metodi algebrizzati il più frequentemente adottato è il metodo EM (Effective Modulus) ovvero del modulo efficace.

Secondo tale metodo le deformazioni nel calcestruzzo sono valutate con un modulo elastico ridotto $E_t = E_c / (1 + \phi)$ che è coerente con la teoria classica della viscosità nella ipotesi di tensione costante nel calcestruzzo ma sovrastima leggermente gli effetti viscosi nel caso in cui, come succede in genere nelle travi composte, le tensioni si riducono nel tempo.

Con tale assunzione il coefficiente di omogeneizzazione si definisce:

$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \phi(t, t_0))$$

Dopo aver omogeneizzato la sezione composta è possibile calcolare l'asse neutro e di conseguenza anche le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

2.1.7.2 Procedura di verifica

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti ai capp.4.2 e 4.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento a:

- Stati Limite Ultimi (compreso lo stato limite di fatica)
- Stati Limite di Esercizio (limitazione di tensioni e deformazioni, fessurazione).

2.2 ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE

2.2.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi formato da elementi beam lineari a due nodi e da una soletta modellata con elementi shell.

I vincoli sono stati modellati come cerniera ad una estremità e carrello all'altra estremità.

2.2.2 Fasi di analisi

La struttura esistente è stata analizzata in un'unica fase, coincidente con lo stato di fatto, in quanto l'opera ha esaurito tutti i fenomeni reologici dipendenti dal tempo.

2.2.3 Coefficienti di omogeneizzazione

Si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000MPa}{34077MPa} = 6.16$$

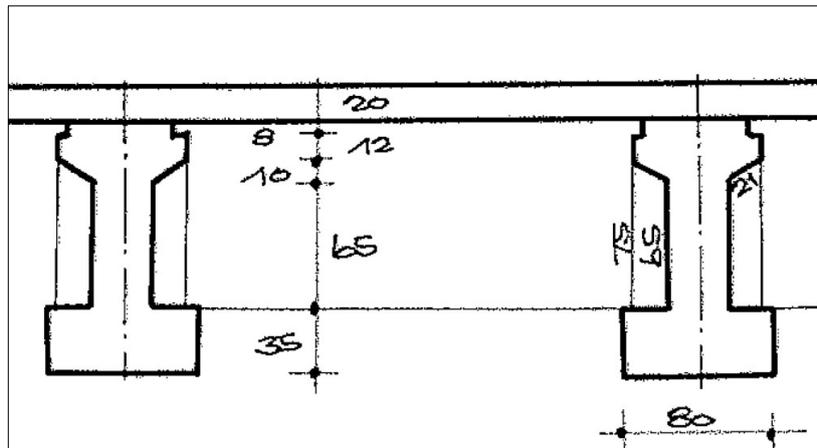
2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

In accordo con il cap. 4.3.2.3 delle NTC2018 è stata valutata la larghezza efficace della trave a sezione composta.

i	mm	2100	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	23000	lunghezza campata
Le/8	mm	2670	
b1	mm	1050	semi interasse
b2	mm	1050	semi interasse
be1	mm	850	
be2	mm	850	
beff	mm	2100	Larghezza efficace

2.2.5 Sezioni di verifica

Le travi in c.a. dell'impalcato originario hanno la seguente sezione:



Proprietà inerziali		
Area	mm ²	525000,00
Xg	mm	0,00
Yg	mm	453,33
Sx	mm ³	0,00
Sy	mm ³	238000000,00
Ixx	mm ⁴	54231630000,00
Iyy	mm ⁴	18143750000,00
Wx	mm ³	99204220,00
Wy	mm ³	45359380,00

2.2.5.1 Procedura di verifica

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti ai capp.4.2 e 4.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento unicamente agli Stati Limite Ultimi.

2.3 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE

2.3.1 Descrizione generale

Le spalle appartenenti alla porzione di impalcato in ampliamento 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.

Qualora in presenza di un sottovia su più campate, le pile saranno modellate unitamente all'impalcato. L'interazione terreno-struttura sarà modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione.

Le analisi determinano le massime sollecitazioni per la verifica del paramento o della pila. Determinano, altresì, le sollecitazioni risultanti nel baricentro dei plinti 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 dei plinti 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 dei 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 lo schema statico di una trave a singola campata in semplice appoggio, anche nel caso di impalcato su due o più campate. Le analisi strutturali delle spalle sono condotte separatamente dall'analisi della sovrastruttura, determinando le azioni dell'impalcato mediante schemi semplificati. All'interno del documento si riporta un confronto tra le reazioni vincolari prodotte dai suddetti schemi semplificati ed estrapolate dai modelli di calcolo.

2.3.2 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.

2.3.3 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 NTC2018.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nei capp.2 e 5 delle NTC2018, 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
 - 2) Stato Limite di Esercizio
- Combinazione Caratteristica o Rara

- Combinazione Frequente
- Combinazione Quasi Permanente

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, sono elaborati gli involucri 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.

2.3.4 Analisi delle condizioni sismiche

Per lo studio del comportamento della pila in fase sismica, si procede ad effettuare un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

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 (SLV).

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 mediante un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018.

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.

Per le opere di sostegno su fondazione diretta, invece, si può assumere un coefficiente β_m minore di 1.00 e pari a (cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018):

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati.

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

2.3.5 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 dell'elevazione per le pile;
- verifica a pressoflessione e taglio del plinto di fondazione;
- verifica a pressoflessione e taglio del paramento e del plinto di fondazione delle spalle.

Le spalle a gravità saranno verificate secondo quanto previsto in EN 1992-1-1 § 12.6.1 e 12.6.3.

2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

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

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

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 sovrastuttura, 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 a quanto effettuato per le strutture di nuova realizzazione.

- Spalle. L'analisi è di tipo “bidimensionale” e riguarda ciascuna delle sezioni trasversali “tipiche” della spalla: struttura originaria e struttura del primo ampliamento (qualora presente). 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.
- Pile. Qualora in presenza di un sottovia su più campate, le pile sono modellate unitamente all'impalcato. La modellazione comprende sia la parte esistente che di nuova realizzazione. L'interazione terreno-struttura è modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione delle pile. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (pulvino, elevazione 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 risultino soddisfatte, è presentato il progetto strutturale o geotecnico dell'intervento da eseguire.

2.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

- 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:

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

2.6 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 NTC2018.

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 2-3. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018)

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qs}	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, 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 della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 2-4. Coefficienti parziali di sicurezza per le combinaizioni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2018)

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 NTC2018.

Tab. 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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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 2-5. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018)

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 2-6. Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018)

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).

3.2 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

3.2.1 Carichi agenti sull'impalcato in FASE 1

3.2.1.1 *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 software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

La seguente tabella riporta il peso al metro lineare per i principali elementi strutturali: travi longitudinali e traversi.

Impalcato di nuova realizzazione

Trave di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	4.92
Traversi di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	2.89

Impalcato esistente 2004

Trave di primo ampliamento	acciaio	kN/m	5.17
----------------------------	---------	------	------

Impalcato esistente 1960

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	15.50
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	7.12

3.2.1.2 *Peso proprio della soletta in c.a.*

Il peso proprio della soletta in c.a. è funzione del peso specifico del calcestruzzo, pari a 25kN/m³, e dello spessore della soletta. Il software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

La seguente tabella riporta il peso su unità di superficie della soletta in c.a.

Impalcato di nuova realizzazione

Soletta	c.a.	kN/mq	6.25
---------	------	-------	------

Impalcato esistente 2004

Soletta	c.a.	kN/mq	6.25
---------	------	-------	------

Impalcato esistente 1960

Soletta	c.a.	kN/mq	5.00
---------	------	-------	------

3.2.2 Carichi agenti sull’impalcato in fase 2

3.2.2.1 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, qualora presente, sono trattati in un capitolo specifico.

New Jersey lato interno	c.a.	kN/m	6.20
Barriera metallico lato nord	acciaio	kN/m	1.50
Cordolo sotto barriera lato nord	c.a.	kN/m	3.15

3.2.2.2 Cedimenti vincolari

Nel modello è stato considerato un cedimento convenzionale dato dalla seguente formula:

$$i\text{-esima Pila: } \delta_{pila} = \frac{l_{i-1} + l_i}{10000} \text{ [cm]}$$

$$i\text{-esima Spalla: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} \text{ [cm]}$$

essendo l_i la lunghezza della campata iesima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{3250}{10000} = 0.325 \text{ cm}$$

3.2.2.3 Reologia calcestruzzo

Il calcolo delle effetti conseguenti alla viscosità viene effettuato in accordo ai criteri presentati nell’Appendice 1 della norma UNI EN 1992-1-1.

Il calcolo degli effetti conseguenti al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti in NTC2018 al capitolo 11.2.10.6 RITIRO e 11.2.10.7 VISCOSITÀ.

Si riportano di seguito le tabelle dei fogli excel utilizzati per il calcolo dei fenomeni reologici.

Es	Mpa	210000	Modulo elastico acciaio
fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
Ecm	Mpa	34077,1462	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	3000	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mm^2	750000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0,7	
εc0	‰	-0,255	deformazione da ritiro per essiccamento in ‰
εcd,∞	‰	-0,1785	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento
ts	giorni	28	età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
βds(t-ts)		0,976045397	
εcd	‰	-0,174224103	deformazione per ritiro da essiccamento
εca,∞	‰	-0,0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
εca	‰	-0,0000625	deformazione per ritiro autogeno
εcs	‰	-0,174286603	deformazione totale per ritiro

n		15,61121638	coefficiente di omogenizzazione
e	mm	336,4	
N _{ed}	kN	-1758,36	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
Med	kNm	-591,51	

Il ritiro genera nella sezione composta uno stato di pressoflessione in cui lo sforzo normale è pari a

$$N_{ed} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot A_c \cdot E_s}{n}$$

e il momento flettente

$$M_{ed} = N_{ed} \cdot e$$

essendo e l'eccentricità dello sforzo normale rispetto al baricentro della sezione.

Il ritiro è stato considerato solo nella parte di impalcato di nuova realizzazione, in quanto si ritiene esaurito nella parte di impalcato esistente.

Viscosità [EUROCODICE 2 APPENDICE 1]			
RH	%	80	umidità ambientale relativa
RH0	%	100	
u	mm	3000	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
Ac	mmq	750000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
f _{cm}	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorn i	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t _{0,T}	giorn i	1	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
α		1	con α=1 t=t _{0,T}
t ₀		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
β(t ₀)		0,48845	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
β(f _{cm})		2,561976	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
φ _{RH}		1,251984	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
φ ₀		1,566728	coefficiente nominale di viscosità
β _H		1359,703	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359,703	valore da considerare
β _c (t-t ₀)		0,978642	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
φ(t-t ₀)		1,533265	coefficiente di viscosità
E ₂₈		35781	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
E(t)		14124,46	Modulo elastico ridotto

3.2.3 Carichi agenti sull'impalcato in fase 3

3.2.3.1 Variazioni termiche

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5 / NTC2018 – cap.3.5, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo. In particolare, la norma EN1991-1-5 specifica nella sezione 6 come valutare le variazioni di temperatura nei ponti.

• **Variazioni termiche uniformi (ΔT_N)**

Come specificato al capitolo 3.5.2 delle NTC2018, la temperatura dell'aria esterna assume i seguenti valori:

$$T_{\max} = 42^\circ - 6 \frac{a_s}{1000} \cong 42^\circ$$

$$T_{\min} = -15^\circ - 4 \frac{a_s}{1000} \cong -15^\circ$$

avendo considerato $a_s = 60$ m.

Fissando T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N,con} = T_{\min} - T_0 = -30^\circ$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{\max} - T_0 = 27^\circ$$

In definitiva si porrà cautelativamente un $\Delta T = \pm 30^\circ$.

• **Variazioni termiche lineari (ΔT_M) – impalcato di nuova realizzazione**

Con riferimento a EN 1991-1-5 cap. 6.1.4, la componente lineare della temperatura è stata valutata con l'approsscio 1 facendo riferimento alla tabella 6.1 (di seguito riportata):

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

Per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ$$

$$\Delta T_{M,cool} = -18^\circ$$

L'effetto della variazione termica lineare nella sezione mista acciaio-clc, si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione mista in fase 3:

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	°C	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	1/°C	0,000012	0,000012

deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	beff	mm	2000	2000
altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	500000	500000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3066,9	-3680,3
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	265	265
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	812,7	-975,3

• **Variazioni termiche lineari (ΔT_M) – impalcato esistente**

Con riferimento a EN 1991-1-5 cap. 6.1.4, la componente lineare della temperatura è stata valutata con l'approccio 1 facendo riferimento alla tabella 6.1 (di seguito riportata):

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^\circ C)$	$\Delta T_{M,cool} (^\circ C)$
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

Per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ$$

$$\Delta T_{M,cool} = -18^\circ$$

L'effetto della variazione termica lineare nella sezione mista acciaio-clc, si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione mista in fase 3:

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	$^\circ C$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	$1/^\circ C$	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	beff	mm	2000	2000
altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	500000	500000

forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3066,9	-3680,3
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	290	290
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	889,4	-1067,3

Per ponti di gruppo 3 (tipologia impalcato e travi in calcestruzzo armato), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ$$

$$\Delta T_{M,cool} = -8^\circ$$

L'effetto della variazione termica lineare nella sezione in c.a. si traduce in una tenso-flessione (o pressoflessione) per l'intera sezione:

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	°C	15	-8
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	1/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000096
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-3,27
larghezza efficace soletta	b _{eff}	mm	3000	3000
altezza soletta	h _c	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	600000	600000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3680,3	-1962,8
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	420	420
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1545,7	-824,4

3.2.3.2 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo al cap.3.3 delle NTC2018.

Nel presente capitolo si analizza l'azione del vento agente direttamente sull'impalcato. L'azione del vento agente sulla barriera FOA, se presente, è trattata in un capitolo specifico.

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all'asse tracciato, nella direzione più sfavorevole. L'azione trasversale del vento agente sulla superficie di prospetto dell'impalcato è valutata sia nella condizione di ponte scarico sia nella condizione di ponte carico, come esposto nel seguito.

Si riportano di seguito i dati che sono stati utilizzati per la valutazione della pressione media del vento agente sull'impalcato.

- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- v_0 : 25,00 m/s
- a_0 : 750,00 m
- k_s : 0,45
- a_s : 54 m
- c_a : 1,0
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- c_r : 1,0
- v_r : 25,00 m/s
- q_r : 390,63 N/m²
- Zona: 2
- Classe di rugosità: D

- Distanza dalla costa: 80 km
- Categoria di esposizione: II
- k_r : 0,19
- z_0 : 0,05 m
- z_{min} : 4,00 m
- Altezza edificio sul p.c.: 15 m
- Coefficiente di topografia c_t : 1,00
- Coefficiente dinamico c_d : 1,00
- Coefficiente di esposizione c_e : 2,47
- Coefficiente di forma c_p : 1,40

Il coefficiente di forma è stato calcolato come previsto al paragrafo C3.3.8.6.1 della Circolare 2019 considerando la trave ad anima piena e quindi $\varphi=1$.

In definitiva la pressione del vento vale:

- p : 1.350,8 N/m² \approx 1,50 kN/m²

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravvento. Poiché, però, la struttura è composta da diverse travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla Circolare 2019 al paragrafo C3.3.8.6.2 “Travi multiple”. In particolare si afferma: “Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,12\varphi \text{ per } \varphi \leq 2/3$$

$$\mu = 0,20 \text{ per } \varphi > 2/3$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati. Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare

$$\left(\mu = \frac{4}{15} \cdot \left(\frac{d}{h_T} - 2 \right) + 0,20 \right).$$

La geometria dell'opera prevede: $h_T=1,00$ m e $d = 2,00$ m.

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 2,00$ per cui il valore interpolato vale $\mu = 0,20$ che si suppone, a vantaggio di sicurezza, uguale per tutte le travi.

Azione del vento su ponte carico

Sui bordi dell'impalcato non sono previste barriere FOA.

Pertanto, sono state valutate le sollecitazioni che produce il vento sull'impalcato stesso assumendo nel caso di ponte carico un'altezza di calcolo dell'ingombro del veicolo pari a 3 metri:

Condizione di carico	Pressione del vento	Altezza trave	Altezza impalcato	Altezza traffico	Altezza totale	Risultante H	Braccio della forza H	Momento torcente
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN/m]	[m]	[kNm/m]
Ponte carico	1,50	1,00	0,40	3,00	4,40	6,60	1,19	7,86

Il braccio della forza orizzontale H è calcolato rispetto al baricentro della sezione omogenea.

L'azione del vento genera sull'impalcato una forza orizzontale (applicata nel modello sulla trave di bordo sopravvento al 100% e ridotta del coefficiente μ sulle altre travi) e una forza verticale dovuta alla reazione delle travi al momento torcente ribaltante. Quest'ultima viene ripartita utilizzando il metodo di Courbon:

ntrave	i [m]	xi [m]	xi ² [m ²]	M [kNm]	Fi [kN]
1		17,525	307,13	7,86	0,08

2	2,00	15,525	241,03	0,07
3	2,00	13,525	182,93	0,06
4	2,00	11,525	132,83	0,05
5	2,00	9,525	90,73	0,04
6	2,00	7,525	56,63	0,03
7	2,00	5,525	30,53	0,02
8	2,05	3,475	12,08	0,02
9	3,00	0,475	0,23	0,00
10	3,00	-2,525	6,38	-0,01
11	3,00	-5,525	30,53	-0,02
12	3,00	-8,525	72,68	-0,04
13	3,00	-11,525	132,83	-0,05
14	3,00	-14,525	210,98	-0,06
15	3,00	-17,525	307,13	-0,08
	35,05		1814,58	

3.2.3.3 Azione variabili da traffico

• **Carichi mobili**

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2 capp.4/5 / NTC2018 cap. 5.1.3.3.5.

Per le verifiche globali 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.

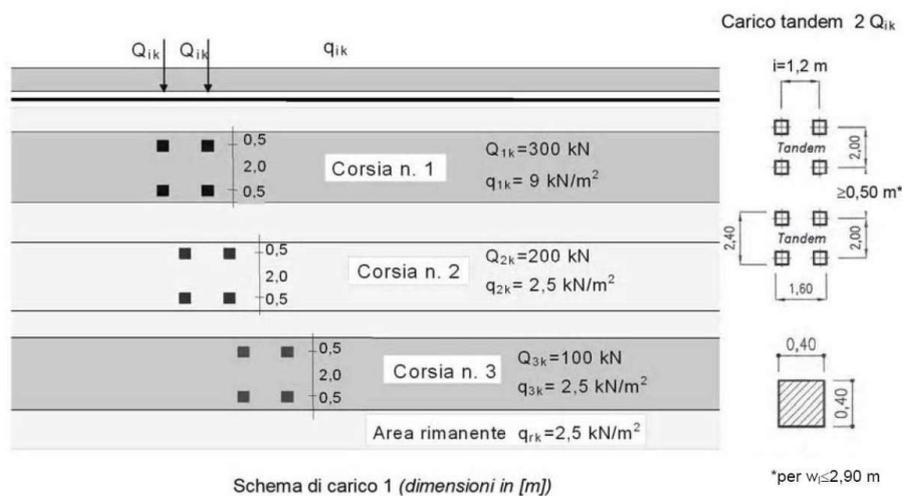


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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 3-2. Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

La posizione del carico concentrato, detto anche “TS” (Tandem System), e la segmentazione delle stese distribuite, dette anche “UDL” (Uniformly Distributed Load), è effettuata in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti con una specifica routine che procede all’esame delle superfici di influenza di interesse.

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 e azione di taglio 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 seguenti immagini riportano alcune disposizioni trasversali di carico adottate nel modello di calcolo.

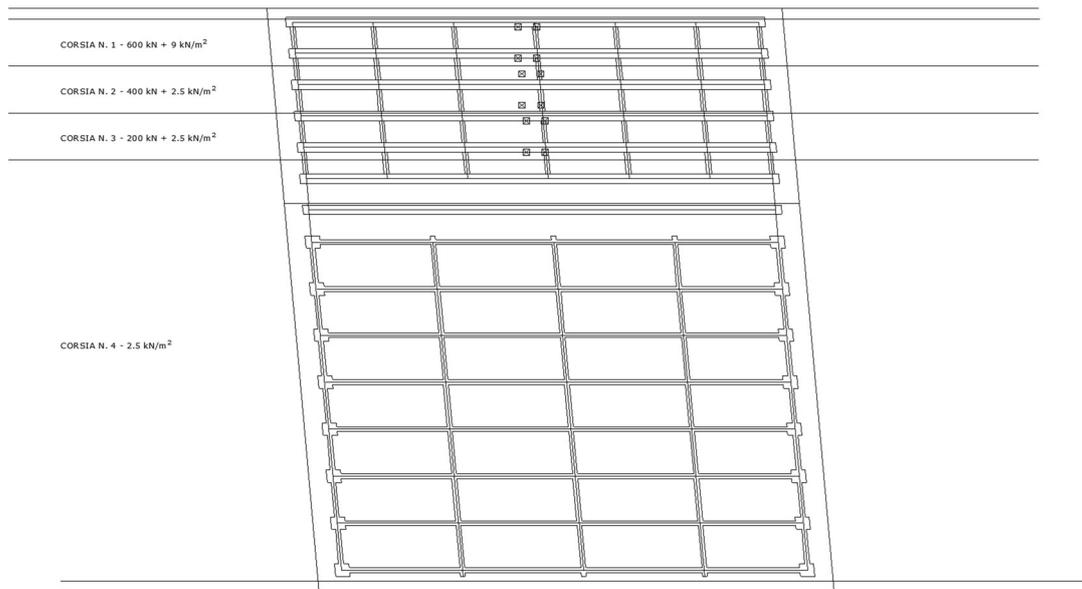


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto

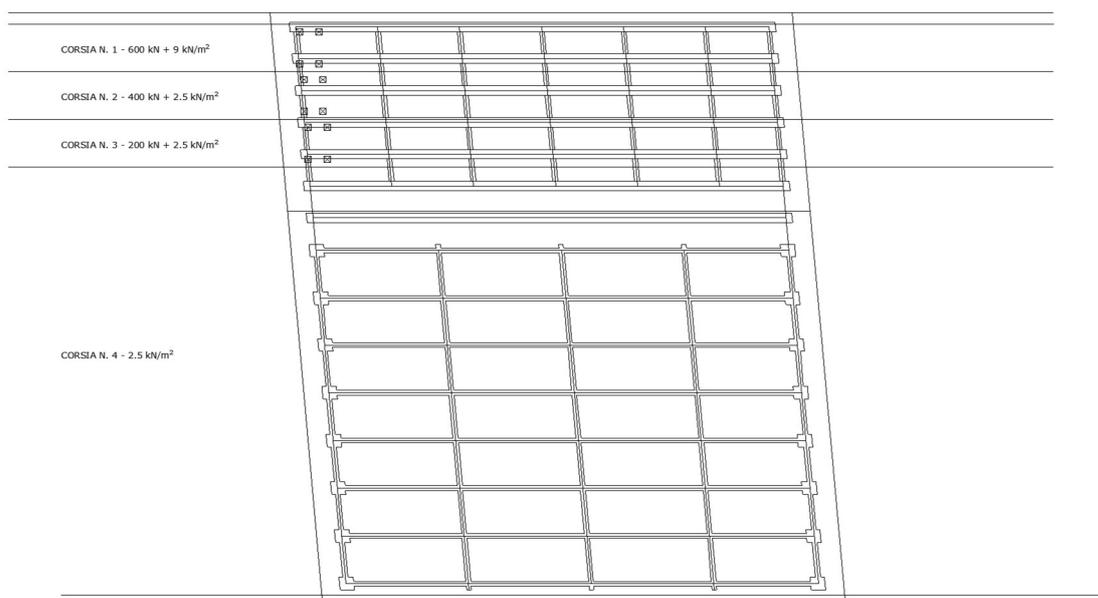


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massimo taglio impalcato di progetto

• **Azioni di frenatura**

Per il calcolo delle azioni di frenatura, si fa riferimento a EN1991-2 cap.4.4.1(1) / NTC2018 cap.5.3.1.5.

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

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

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

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

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa per il calcolo di tale azione:

Azione di frenatura		
Q1k	kN	300
q1k	kN/mq	9
L	m	32,5
wl	m	3
q3	kN	447,8
n (travi su cui ripartire)	-	2
q3 su trave = $q_3/(n \cdot L)$	kN/m	6,9

L'azione di frenatura q_3 viene uniformemente ripartita sulle due travi direttamente interessate dalla corsia caricata dal carico Q1k.

• **Azione centrifuga**

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

• **Gruppi di carico**

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

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Figura 3-5. Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico (tab.5.1.IV delle NTC2018)

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.

• **Schemi di carico per verifiche locali**

Per le verifiche locali sugli elementi strutturali costituenti l'impalcato, si adotta lo “Schema di carico 2” previsto al punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018 (“Schema di carico 2”) e 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.

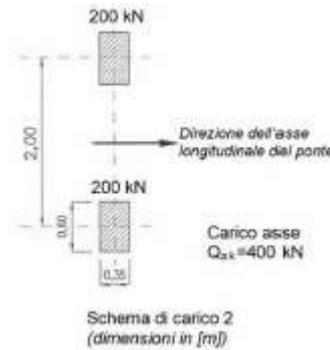


Figura 3-6. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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

Nel progetto dell'impalcato è considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvias si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvias stesso e disposto nella posizione più gravosa (cap.5.1.3.10 delle NTC2018).

• **Veicolo FLM3 per carichi a fatica**

Le verifiche a fatica sono state effettuate con riferimento ai modelli di carico descritti al cap. 5.1.4.3 delle NTC2018, in cui si utilizza il modello di carico per Fatica 1 che assume la stessa configurazione del sistema principale di carico (schema di carico 1) ma con valori del carico d'asse pari a $0.7Q_{jk}$ e valori dei carichi uniformemente distribuiti pari a $0.3q_{jk}$ e $0.3q_{rk}$.

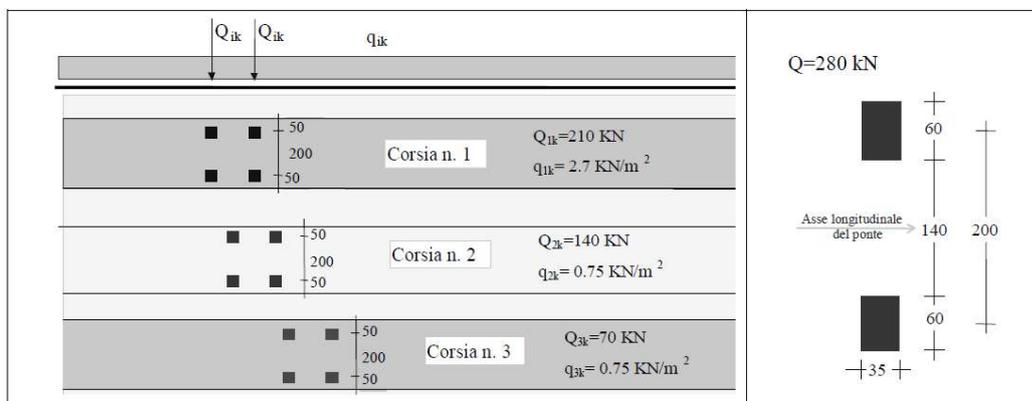


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Figura 3-7. Modello di carico di fatica n. 1 (Figura 5.1.4 delle NTC2018)

Le verifiche allo stato limite di fatica sono state effettuate in accordo al cap. 4.2.4.1.4 delle NTC2018.

3.2.3.4 Urto di veicolo in svio

L'azione flessionale e tagliante agente alla base del montante da considerare per la verifica del supporto può essere calcolata a partire dal momento plastico del montante stesso, in accordo al cap.5.1.3.10 delle NTC2018 di seguito richiamato:

[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0.10\text{m})$ e $h_2 = 1.00\text{ m}$. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera, si deve tener conto dell'eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario. [...]

Con riferimento alla figura seguente, la massima azione tagliante alla base del montante (estradosso cordolo), causata dall'urto di un veicolo in svio, può essere determinata con la seguente relazione:

$$F_{urto} = \frac{M_{pl}}{h^*}$$

dove:

- M_{pl} è il momento plastico del montante calcolato con la resistenza caratteristica;
- $h^* = h - h_R - h_C$
- $h = h_B + h_C$ è pari all'altezza della forza di urto sulla superficie di rotolamento così come definita dalle NTC2018, da porsi pari a 1.00 m;
- h_B è l'altezza della forza F_{urto} rispetto all'estradosso del cordolo;
- h_C è l'altezza del cordolo sulla superficie di rotolamento, pari al massimo a 50 mm, così come indicato nel manuale di installazione;
- h_R è l'altezza dell'irrigidimento del nodo e della piastra di base, pari a 330 mm nel caso della Integautos S e a 190 mm nel caso della Integautos 2.0.

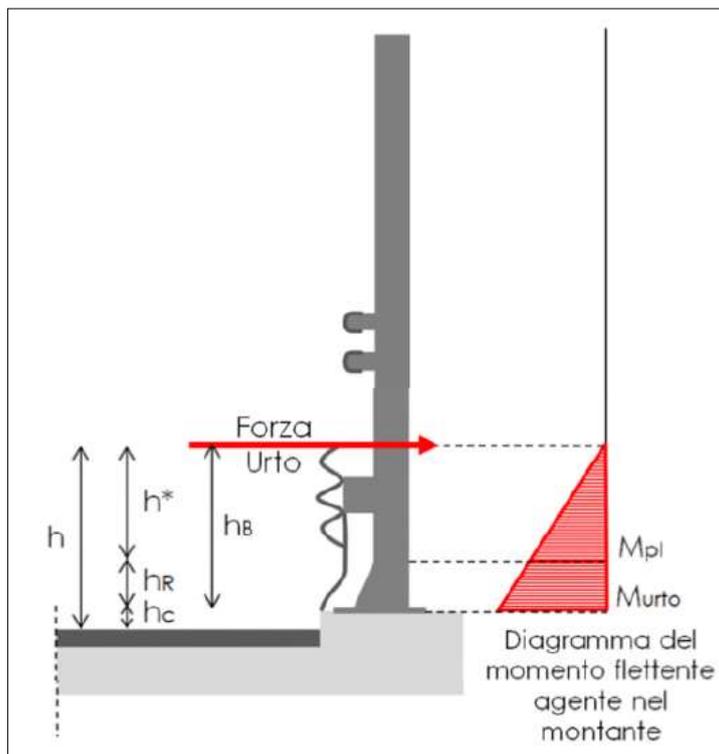


Figura 3-8. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

Nota la forza orizzontale che plasticizza il montante, è possibile determinare il momento trasferito all'estradosso del cordolo:

$$M_{urto} = F_{urto} \cdot h_B = M_{pl} \cdot \left(1 + \frac{h_R}{h^*}\right)$$

Le azioni F_{urto} e M_{urto} saranno amplificate con un fattore pari a 1.50 per la determinazione degli effetti sul supporto.

L'azione esercitata sulla struttura di supporto dall'urto del veicolo in svio è cautelativamente stimabile considerando snervati per flessione 3 montanti adiacenti. A favore di sicurezza, si considererà la presenza dei montanti in corrispondenza di un giunto di dilatazione e, quindi, una diffusione a 45° solo da un lato (lo stesso criterio andrà adottato per la verifica del cordolo – diffusione a 45° solo da un lato del montante).

3.2.3.5 Urto da traffico veicolare

Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione F da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da (cap. 3.6.3.3.1 delle NTC2018):

$$F = r \times F_{d,x}$$

dove:

- r è un fattore pari ad 1.0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1.0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m;
- $F_{d,x}$ è un'azione agente in direzione parallela al senso di marcia, definita nella tabella 3.6.III delle NTC2018.

Tabella 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Figura 3-9. Forze statiche equivalenti agli urti dei veicoli (Tabella 3.6.III delle NTC2018)

3.2.3.6 Resistenze parassite dei vincoli

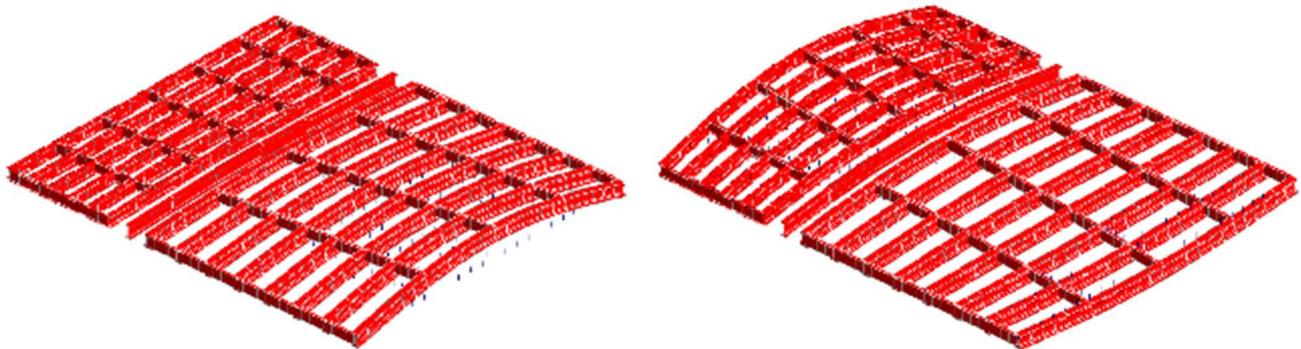
La resistenze passive dei vincoli sono state trascurate in quanto non generano azioni sull'impalcato. Risultano, invece, influenti per il calcolo delle sottostrutture.

3.2.3.7 Azione sismica verticale

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

I parametri utilizzati per lo sviluppo dell'analisi sono riportati al cap.1.7 del presente elaborato.

Si mostra di seguito la deformata per il modo di vibrare verticale con indicato il periodo proprio di oscillazione.



Modo 1 $T=0,653$

Modo 2 $T=0,564$

Figura 3-10. Deformata per modo di vibrare verticale

3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

3.3.1 Carichi permanenti strutturali

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

3.3.2 Carichi permanenti non strutturali

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

3.3.3 Spinta del terreno

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

- coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\phi'$
 nel caso di verifiche strutturali su fondazione diretta/indiretta e verifiche geotecniche su fondazione indiretta;
- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$
 nel caso di verifiche geotecniche su 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 6.2.4 delle NTC2018. 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.

3.3.4 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: $k_0 = 1 - \sin\phi'$
 nel caso di verifiche strutturali su fondazione diretta/indiretta e verifiche geotecniche su fondazione indiretta;
- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$
 nel caso di verifiche geotecniche su fondazione diretta.

Il sovraccarico accidentale utilizzato per la verifica del paraghiaia è desunto dai capp.C5.1.3.3.5.1 e C5.1.3.3.5.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018.

3.3.5 Urto da veicolo in svio su pile

In corrispondenza di impalcati su più campate, l'analisi considera anche l'azione di eccezionale legata all'urto di un veicolo in svio sulle pile.

L'azione di calcolo $F_{d,y}$ è pari a:

$$F_{d,y} = 0.5 \times F_{d,x}$$

con $F_{d,x}$ definita nella tabella 3.6.III di cui al cap.3.6.3.3.1 delle NTC2018.

La forza risultante di collisione deve essere applicata sulla struttura 1.25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0.5 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1.50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

3.4 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.

4 ANALISI IMPALCATO

4.1 ANALISI IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

4.1.1 Analisi strutturale

4.1.1.1 Modello FEM

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi e da una soletta schematizzata con elementi shell.

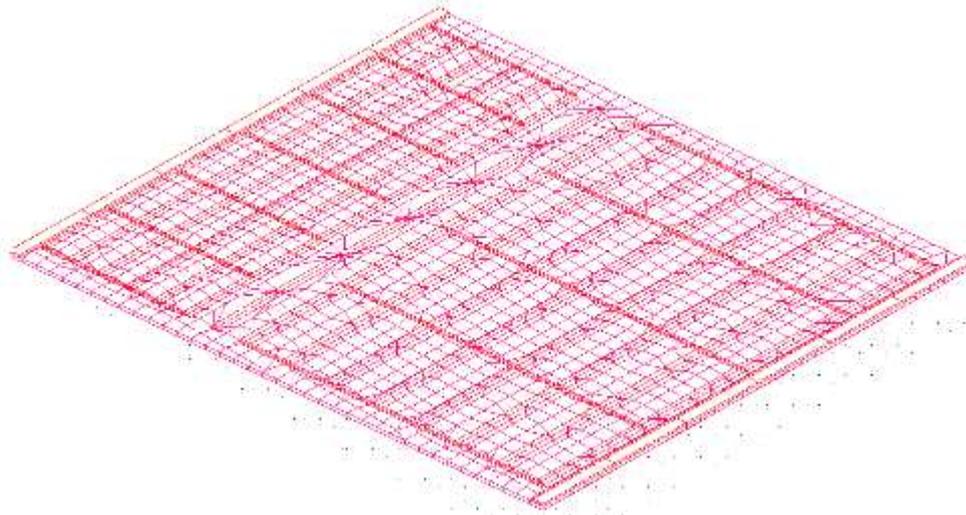


Figura 4-1. Modello FEM estruso

4.1.1.2 Analisi del modello

I carichi esplicitati nel § 3. sono stati inseriti nel modello attraverso elementi “pannello” per la fase 1 e come carichi agenti sulle travi e sugli shell per le fasi 2 e 3.

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.5, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli involuipi delle sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante e del momento flettente per ogni elemento del modello.

4.1.1.3 Combinazioni di carico

Si riportano le combinazioni di carico per le tre fasi di analisi successivamente trattate.

FASE 1	
Azione	γ_G o γ_Q
Peso strutturale	1.35
Peso non strutturale	0.00

FASE 2	
Azione	γ_G o γ_Q
Peso strutturale	0.00
Peso non strutturale	1.35
Ritiro	1.20
Cedimenti vincolari	1.20

	FASE 3 STATICA											
Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,90	0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	0,90	0,90
Vento Y+	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,90
Vento Y-	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,00
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35
Traffico distribuito	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
Tandem M	1,35	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00	1,01
Termica uniforme	0,90	0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	0,90	0,90

	FASE 3 STATICA											
Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	-0,90	-0,90	-0,90
Vento Y+	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,00
Vento Y-	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	1,50
Frenatura	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Traffico distribuito	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Tandem M	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	1,01
Tandem V	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	0,00
Termica uniforme	0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	-0,90	-0,90	-0,90

	FASE 3 SISMICA											
Proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma X	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
Sisma Y	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma Z	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	0,30

Proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma X	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma Y	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30
Sisma Z	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	-1,00

Proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	0,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Sisma X	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30
Sisma Y	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00
Sisma Z	1,00	-1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	0,30

Proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Sisma X	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Sisma Y	1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma Z	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00	-1,00

Proprio	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,20	0,20	0,20	0,20
Sisma X	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma Y	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Sisma Z	1,00	-1,00	1,00	-1,00

4.1.2 Verifiche

4.1.2.1 Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento

- **Sollecitazioni e verifica Fase 1 - SLU**

Nella fase 1 la resistenza è affidata alle sole travi in acciaio. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio:

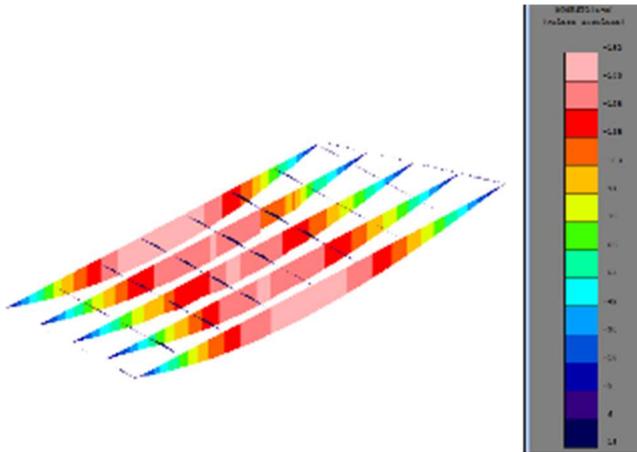


Figura 4-2. Involuppo Mx [tm]

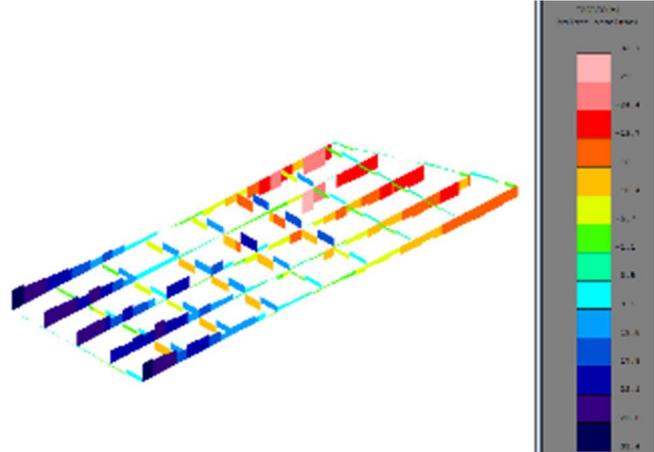


Figura 4-3. Involuppo Ty [t]

Si verifica la trave a flessotorsione durante la fase di getto. Si utilizza l'approccio descritto al paragrafo 4.2.4.1.3.2 e C4.2.4.1.3.2:

Wy	f _{yk}	y _{m1}	E	G	I _z	I _t	I _w	L _{cr}
cm ³	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶	cm
24208	3550	1,05	2000000	800000	144031	2686	3,31*10 ⁸	2960

α _{LT}	λ _{LT,0}	β	ψ	kc
-	-	-	-	-
0,34	0,20	1,0	1,75	0,94

M _{cr}	λ _{LT}	Φ _{LT}	f	X _{LT}
kgcm	-	-	-	-
6,2E+07	1,175	1,356	0,978	0,503

>>>

M _{brd}
kNm
4114

>

M _{ed}
kNm
3080

La verifica a flessotorsione nella fase di getto è ampiamente verificata, non sono necessarie controventature specifiche.

• **Sollecitazioni di calcolo Fase 2 - SLU**

Nella fase 2 la soletta di calcestruzzo ha raggiunto la maturazione, quindi contribuisce insieme alla trave in acciaio alla resistenza alle azioni. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio:

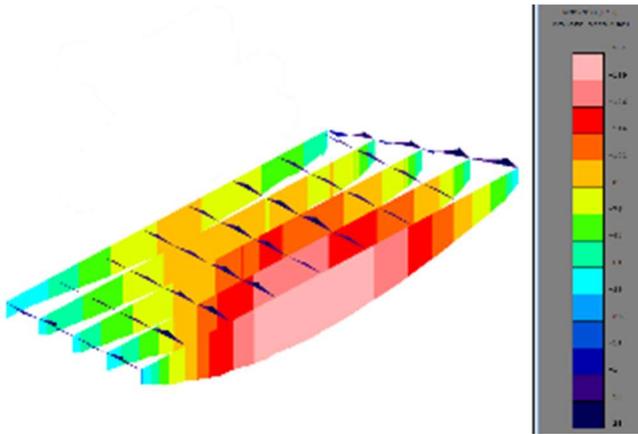


Figura 4-4. Inviluppo Mx [tm]

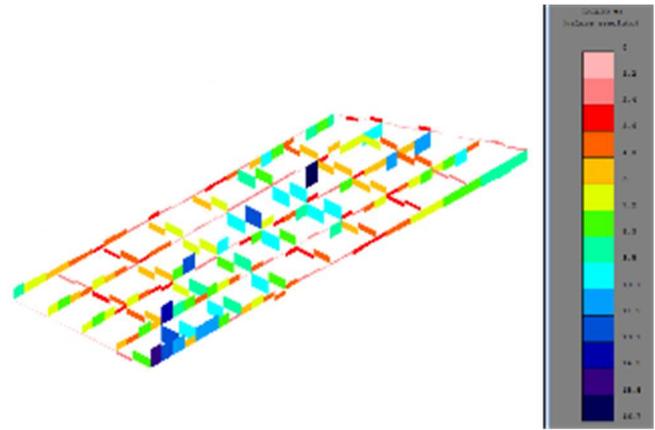


Figura 4-5. Inviluppo Ty [t]

• **Sollecitazioni di calcolo Fase 3 - SLU**

Nella fase 3 agiscono tutti i carichi da traffico, oltre che i permanenti, il vento a ponte carico e l'azione termica. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio e la verifica della sezione mista.

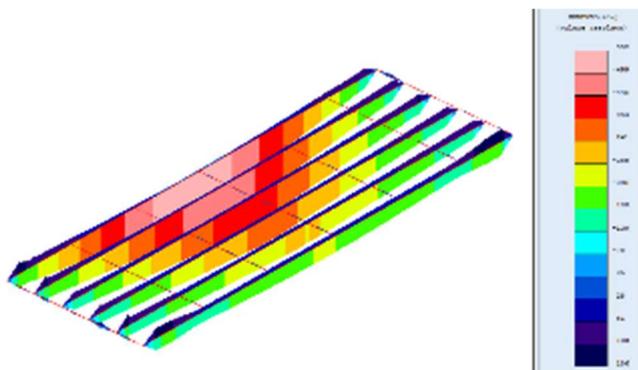


Figura 4-6. Inviluppo Mx [tm]

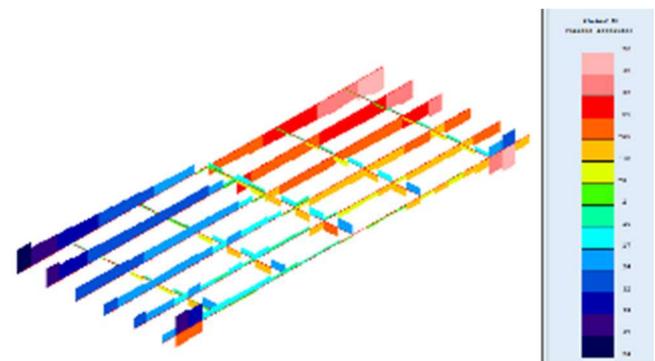


Figura 4-7. Inviluppo Ty [t]

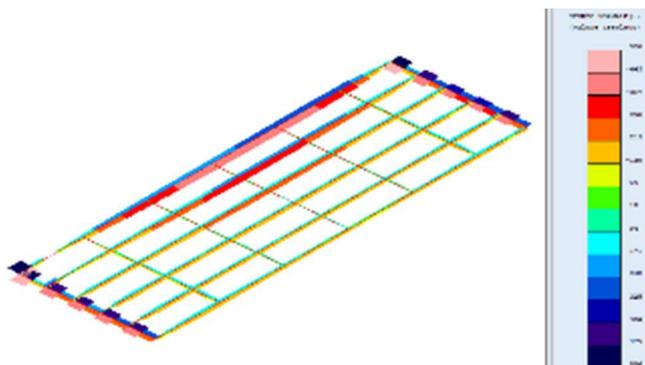
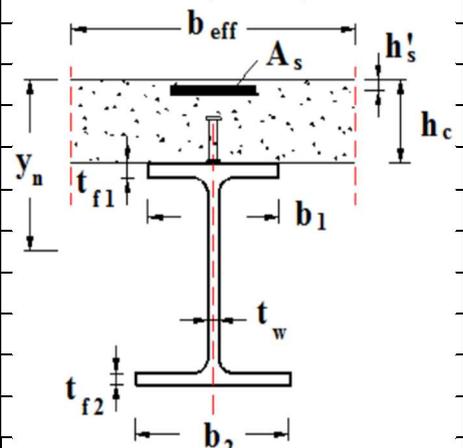


Figura 4-8. Inviluppo N [t]

• **Verifica della trave principale**

Si verifica la trave principale a sezione mista che risulta più sollecitata. In particolare, per la verifica a tensioni normali (presso-flessione) si sommano gli stati tensionali dovuti alle singole condizioni di carico, quest'ultime raggruppate nelle fasi di carico. Le azioni taglianti vengono tutte attribuite alla sola trave di acciaio.

Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati								
Calcestruzzo		Acciaio barre			Acciaio profilati			
Classe		C35/45	Tipo	B450C	Tipo	S355		
Rck	Mpa	45	γ_s	1,15	γ_{M0}	1,05		
γ_c		1,5	Es	Mpa	γ_{M1}	1,05		
Ec	Mpa	34077,146	fyk	Mpa	450	γ_{M2}	1,25	
α_{cc}		0,85	fyd	Mpa	391,3	Es	Mpa	210000
fck	Mpa	35			fyk	Mpa	355	
fcm	Mpa	43			fyd	Mpa	338,10	
fcd	Mpa	19,83						
Caratteristiche geometriche sezione mista								
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta					
b1	mm	600	hc	mm	250			
b2	mm	600	beff	mm	1800			
tf1	mm	40	h's	mm	40			
tf2	mm	40	As	mmq	3048			
h	mm	1000						
tw	mm	16						
g	Kg/m	492,40						
A	cmq	627,20						
ly	cm4	1210385						
lz	cm4	144031						
Wpl,y	cm3	24426						



Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	N [kN]
1	1320	260	0
2	1520	300	1550
3	5520	550	1600
totale	8360	1110	3150

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale tensioni presso-flessione	Tensione di calcolo
n	0	15,6	6,2		
yn [mm]	500	529	398		
Aid [cm2]	627,2	14534,3	8638,6		
lid [cm4]	1210385	2106615	2639709		

σ_c [MPa]	0	-3,52	-15,25	-18,77	<	-19,83
σ_s [MPa]	0	-36,37	-76,75	-113,12	<	391,3
σ_{as} [MPa]	-54,5	-21,17	-32,85	-108,52	<	338,1
σ_{ai} [MPa]	54,5	50,93	176,15	281,58	<	338,1

Verifica a taglio

V_{Ed} kN 1.110 taglio sollecitante di calcolo

$$V_{Rd} = \frac{A_v \times f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{(920 \times 16) \times (355/1.05)}{\sqrt{3}} = 2.873 kN \quad \text{taglio resistente}$$

Verifica di instabilità dell'anima soggetta a taglio

La verifica è eseguita ai sensi del § C4.2.4.1.3.4.1, considerando a favore di sicurezza il solo contributo offerto dall'anima:

d	mm	920	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		57,5	rapporto altezza/spessore
ϵ		0,81	
η		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \epsilon$		48,82	rapporto limite anima non irrigidita
E' necessario verificare ad instabilità l'anima			
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau}$		48,58	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	32500	lunghezza della trave
$\kappa\tau$		5,34	
f_{yw}	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σE		57,47	
τ_{cr}	MPa	307,06	
λ_w		0,82	
γ_{M1}		1,10	
χ_w		1,20	
$V_{ba,Rd}$	kN	3291	resistenza all'instabilità per taglio
V_{Ed}	kN	2860	taglio sollecitante di calcolo

Non sono necessari irrigidimenti d'anima.

Verifica a flessotorsione

Si omette la verifica a flessotorsione in quanto la piattabanda superiore, collegata in maniera solidale alla soletta, non ha possibilità di instabilizzarsi anche se compressa.

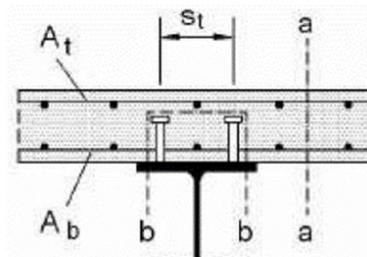
4.1.2.2 Progetto connettori

Il connettori vengono dimensionati a completo ripristino. La forza di scorrimento massima che devono sopportare è pari a minimo tra la massima compressione in soletta $V_c = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ e la massima trazione nella trave d'acciaio $V_a = A_a \cdot f_{ywd}$

Vc	kN	10681	Massima compressione soletta
Va	kN	21205	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	10681	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	32,5	Lunghezza trave
Prd,a	kN	109,5	
Prd,c	kN	121,1	
Prd	kN	109,5	Resistenza singolo connettore
d	mm	22	Diametro connettore
n coppie		49	
Nr		2	numero connettori affiancati
i,max	mm	663	passo connettori massimo

Verifica armatura trasversale della soletta

La soletta è armata con rete 1φ18/15 cm, maggiore del valore minimo pari a $0,002 \times A_c = 0,002 \times 250 \times 1000 = 500 \text{ mm}^2$. Si verifica l'armatura ai sensi del § 4.3.4.3.5 delle NTC2018 per le due sezioni a-a e b-b.



Vsd	kN	329	Forza di scorrimento al metro
fck	Mpa	35,00	
fs,yk	Mpa	450,00	
η		1,00	per calcestruzzi ordinari
γc		1,50	
γs		1,15	
hc	mm	250,00	
hp	mm	200,00	altezza piolo
st	mm	400,00	distanza tra i connettori
n		2,00	numero file connettori
dp	mm	30,00	diametro testa piolo
Acv	mmq	250000,00	sezione a-a
Acv	mmq	800000,00	sezione b-b

trd	Mpa	0,374	
Ae	mmq	1696	Area armatura trasversale
Vrd a-a	kN	1167	> Vsd
Vrd b-b	kN	1413	> Vsd

4.1.2.3 Verifica del traverso

Si verifica il traverso più sollecitato a pressoflessione e taglio.

Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo:

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	0	0	0
2	50	50	0
3	200	500	5560
totale	250	550	5560

Verifica membrature inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Ned	N	5560000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	250000000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0,00	Momento flettente sollecitante di calcolo
$\gamma M1$		1,05	
A	mmq	33120	area della profilato
L	mm	2000	lunghezza libera di inflessione
fyk	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
Wy	mmc	7639000	modulo di resistenza elastico
Wz	mmc	1201000	modulo di resistenza elastico
Iy	mm4	2482720000	momento di inerzia
Iz	mm4	180190000	momento di inerzia
Ncr y	N	1286431873	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	93366211	Sforzo normale critico euleriano
λy		0,10	
λz		0,35	
$\alpha y-y$		0,34	
$\alpha z-z$		0,49	
$\phi y-y$		0,49	
$\phi z-z$		0,60	
$\chi y-y$		1,0372	
$\chi z-z$		0,9209	
χmin		0,9209	
Verifica		0,636	

Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	550	
Vrd	kN	2935	
Ved/Vrd		0,18	< 0,50 → non è necessario calcolare resistenza a flessione ridotta

Verifica di instabilità dell'anima soggetta a taglio

La verifica è eseguita ai sensi del § C4.2.4.1.3.4.1, considerando a favore di sicurezza il solo contributo offerto dall'anima:

d	mm	940	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		58,75	rapporto altezza/spessore
ε		0,81	
η		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \epsilon$		48,82	rapporto limite anima non irrigidita
E' necessario verificare ad instabilità l'anima			
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau}$		52,43	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	2000	lunghezza della trave
κτ		6,22	
fyw	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σ E		55,05	
τ cτ	MPa	342,59	
λw		0,77	
γM1		1,10	
χw		1,20	
Vba,Rd	kN	3363	resistenza all'instabilità per taglio
Ved	kN	550	taglio sollecitante di calcolo

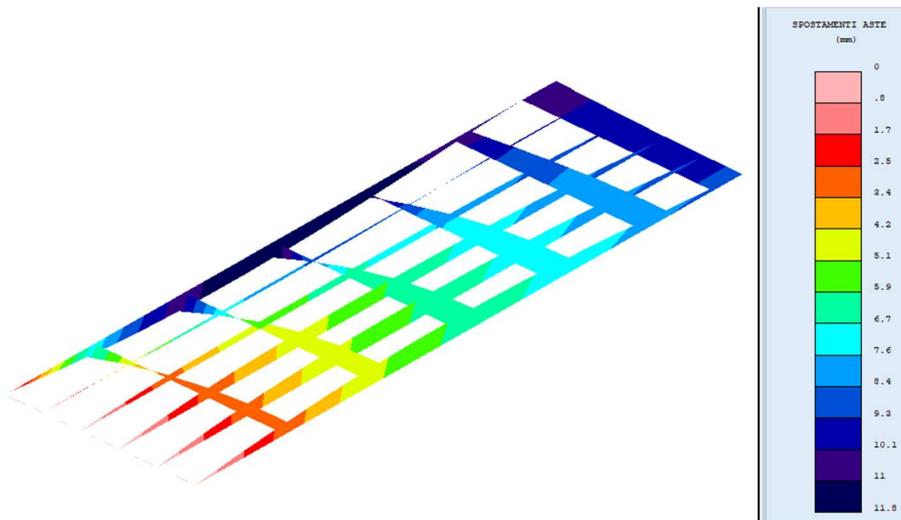
Non sono necessari irrigidimenti d'anima.

4.1.2.4 Appoggi e giunti

È stato valutato il valore massimo dello spostamento orizzontale longitudinale dovuto alle deformazioni termiche:

Spostamento orizzontale per deformazioni termiche		
α	1/C°	0.000012
ΔT	C°	30
L	mm	32500
ΔL	mm	±11,70

Il calcolo è confermato dal modello di calcolo in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica ($\Delta_{max} = 8.61mm$):



Le massime azioni in combinazione SLU trasmesse agli appoggi in neoprene valgono:

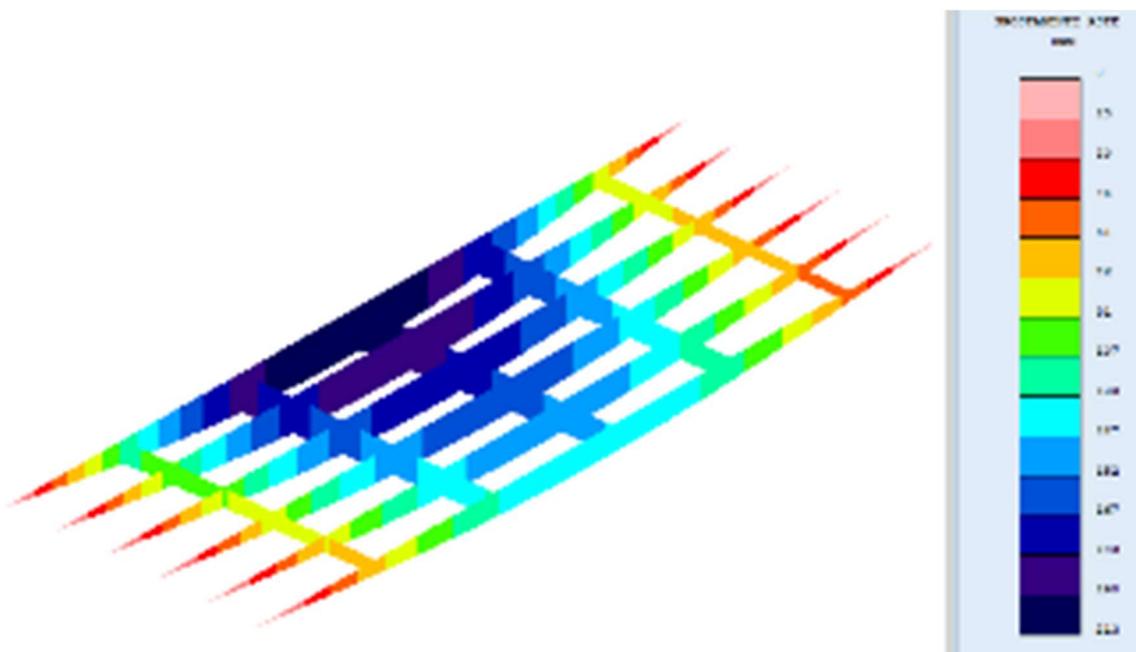
Azione verticale	1500 kN
Azione longitudinale	410 kN
Azione trasversale	410 kN

4.1.2.5 Verifica di deformabilità

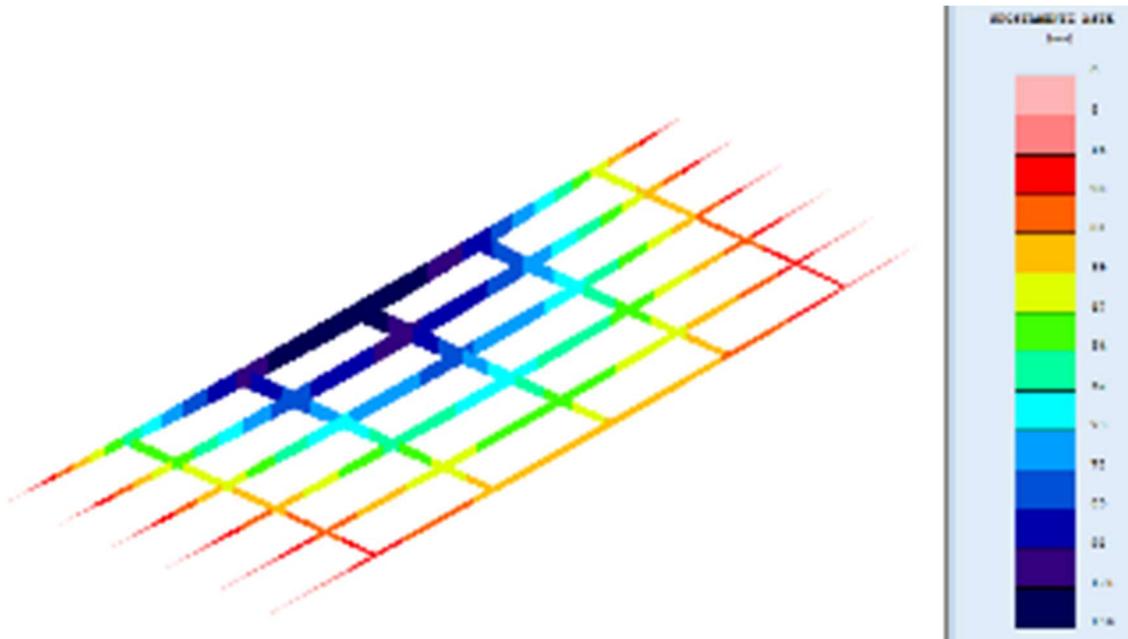
La verifica di deformazione è stata condotta ai sensi del § 4.2.4.2.1 delle NTC2018.

Si ottengono i seguenti spostamenti per la trave di progetto più sollecitata:

- Deformazione totale $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ (carichi permanenti più variabili)



- Deformazione δ_2 (carichi variabili)



Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	213.0	
Deformazione δ_2	mm	108.0	$< L/300 = 108.3 \text{ mm}$
Contromonta δ_c	mm	85.0	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	128.0	$< L/250 = 130.0 \text{ mm}$

Si prevede per l'impalcato una contromonta di 85 mm.

4.2 IMPALCATO ESISTENTE

4.2.1 Analisi strutturale

4.2.1.1 Modello FEM

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi e da una soletta schematizzata con elementi shell con lo scopo di ripartire i carichi.

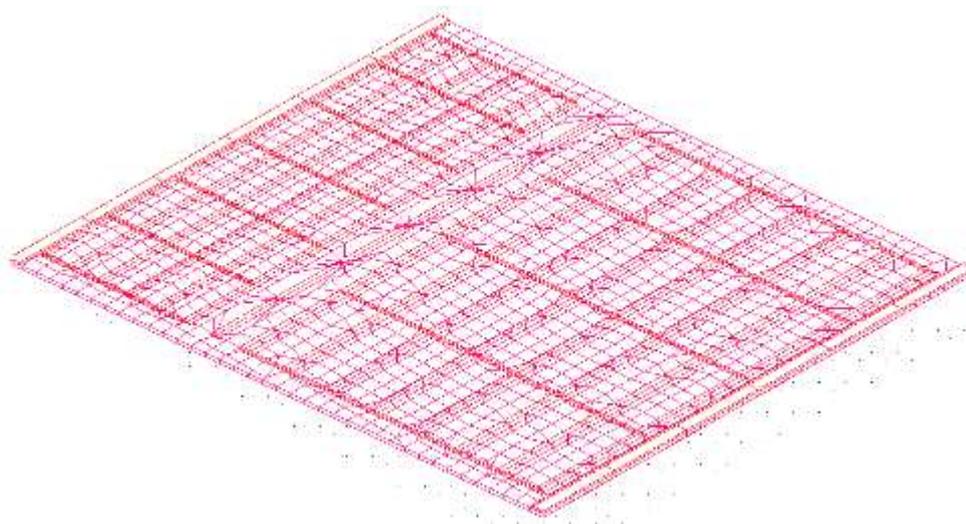


Figura 4-9. Modello FEM

4.2.1.2 Analisi del modello

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.5, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli involuipi delle sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante e del momento flettente per ogni elemento del modello.

4.2.2 Verifiche

4.2.2.1 Verifica impalcato anni '60

- Verifica SLU

Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio:

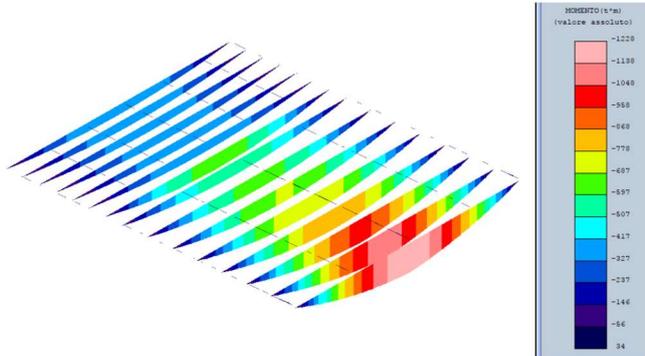


Figura 10 - Involuppo Mx [tm]

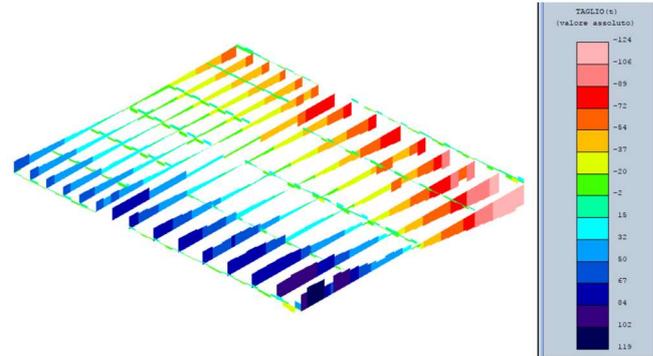


Figura 11 - Involuppo Ty [t]

- Cadute di tensione delle armature da c.a.p.

Cadute di tensione per rilassamento (NTC2008 §11.3.3.3)		
Classe di armatura		2
σ_{pi}	Mpa	1100
ρ_{1000}		2,5
f_{pk}	MPa	1400
μ		0,79
t	h	500000
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$		5,7%
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	62,8

Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo			
T =	507,74	kN	tiro iniziale del cavo equivalente
A _{trefoli} =	4,62	cmq	area trefoli
A _{trave} =	6200,00	cmq	area trave c.a.p.
JG _{trave} =	1,300E+07	cm4	momento inerzia trave c.a.p.
e _{trefoli} =	55	cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
k =	2,44		(1 + e ² / JG _{trave} x A _{trave})
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-clc
$\Delta\sigma_p$ =	11,87	MPa	caduta di tensione per deformazione elastica

Cadute di tensione per ritiro (NTC2008 §11.2.10.6)
--

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$A_c =$	6200	cmq	area trave
$u =$	300	cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	41,333333	cm	dimensione fittizia $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	1		
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\epsilon_{c0} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{cd,inf} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.
$f_{ck} =$	33,2	Mpa	
$\epsilon_{ca,inf} =$	0,000038		deformazione da ritiro autogeno
$\epsilon_{cs} =$	0,000278		deformazione totale da ritiro
$E_p =$	205000	MPa	modulo elastico trefoli
$\Delta\sigma_p =$	57,01	MPa	caduta di tensione per ritiro

Caduta di tensione per fenomeni viscosi (NTC2008 §11.2.10.7)

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Ac =	6200	cmq	area trave
u =	300	cmq	perimetro esposto all'aria
h0 =	41,333333	cm	dimensione fittizia $h_0 = 2Ac / u$
UR =	75	%	
to =	30	giorni	
$\phi(\text{inf}, t_0) =$	2,3		coeff. di viscosità
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-clc
$\sigma_{c,el} =$	7,2	Mpa	tensione del clc a quota cavo equivalente
$\Delta\sigma_p =$	99,36	Mpa	caduta di tensione dovuta alla viscosità = $\phi \times n \times \sigma_{c,el}$

Cadute di tensione totali

Rilassamento	62,78	MPa
Def. elastica	11,87	MPa
Ritiro	57,01	MPa
Viscosità	99,36	MPa
Cadute totali	231,02	MPa
Rapporto cadute/tiro iniziale	21,00%	

Il rapporto di cadute di tensione su tiro iniziale risulta prossimo al valore indicato nella relazione originaria di calcolo pari al 20%.

• **Verifica della trave in c.a.p.**

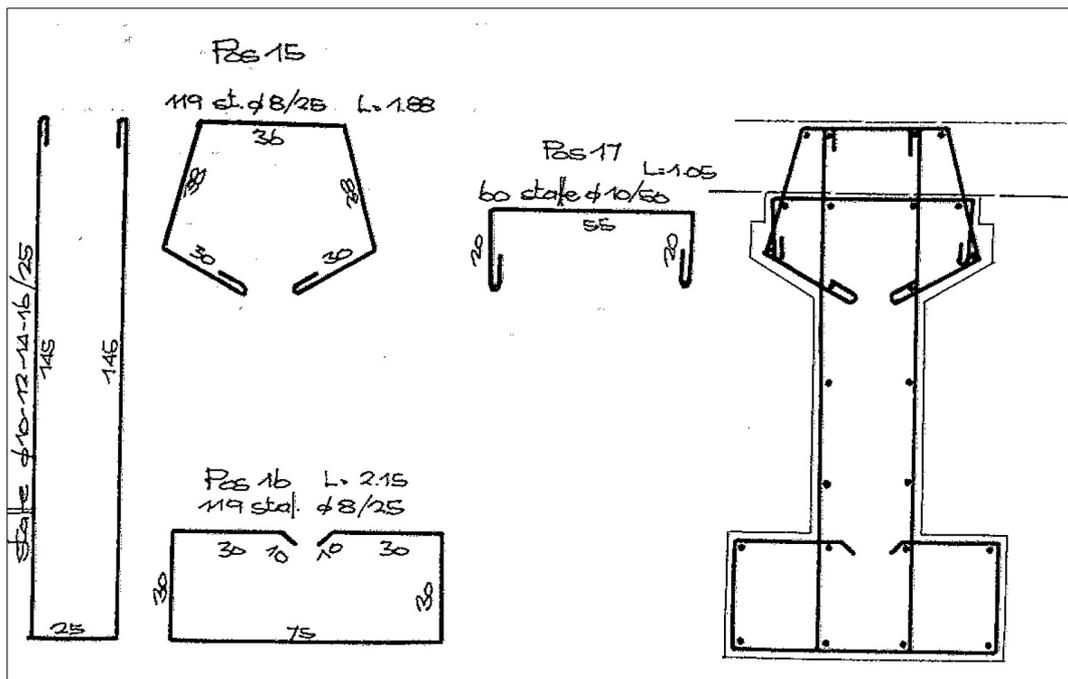
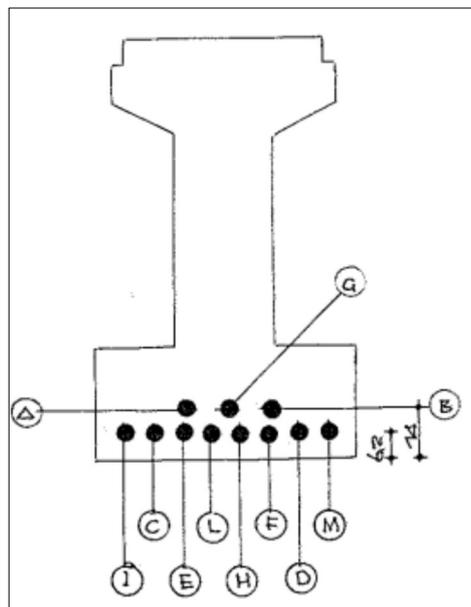
Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che le travi in c.a.p. dell'impalcato originario sono state oggetto di rinforzo strutturale realizzato con la sovrapposizione di due strisce di fibre unidirezionali di carbonio A.R. 400 gr/m² largo 0.70 m posti longitudinalmente per il rinforzo a flessione e di strisce di fibra unidirezionale di carbonio A.R. 300 gr/m² largo 0.570 m poste trasversalmente per il rinforzo a taglio.

A vantaggio di sicurezza, le verifiche delle sezioni esistenti vengono condotte escludendo il contributo relativo al rinforzo.

Verifica a flessione

Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata. Il momento massimo è pari a $M_{ed} = 12280 \text{ kNm}$.

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzera dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 11 cavi costituiti da 18 ϕ 7 mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da 4 ϕ 20.



The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes several panels:

- Titolo:** A text field for the title.
- N° Vertici:** 20, with a Zoom button.
- N° barre:** 2, with a Zoom button.
- Coordinate Tables:**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-150	140
2	-150	120
3	-30	120
4	-30	112
5	-34	112
6	-34	100

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.57	0	4
2	12.57	0	30
- Tipo Sezione:** Radio buttons for Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, and Coord.
- Armatura Precompressione:** N° cavi: 2, with a Zoom button.

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	55.38	0	7	850
2	20.77	0	14	850
- Sollecitazioni:** S.L.U. and Metodo n. Input fields for N_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd} in kN and kNm.
- P.to applicazione N:** Radio buttons for Centro, Baricentro cls, and Coord.[cm].
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Cavo snervato.
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties include ε_{su}, f_{yd}, E_s, E_s/E_c, ε_{syd}, σ_{s,adm}, ε_{c2}, ε_{cu}, f_{cd}, f_{cc}/f_{cd}, σ_{c,adm}, τ_{co}, τ_{cl}.
- Metodo di calcolo:** Radio buttons for S.L.U.+ and S.L.U.-, and Metodo n.
- Tipo flessione:** Radio buttons for Retta and Deviata.
- Calcoli:** M_{xRd} = 12,513 kNm, σ_c = -27.27 N/mm², σ_s = 315.1 N/mm², ε_c = 3.5 ‰, ε_s = 27.81 ‰, d = 136 cm, x = 15.2 cm, x/d = 0.1118, δ = 0.7.
- Tipo cavo:** Trefolo. Properties include ε_{su} = 67.5 ‰, f_{yd} = 1,220 N/mm², E_s/E_c = 6, ε_{syd} = 6.1 ‰, σ_{s,adm} = 1080 N/mm².
- Calcoli finali:** σ_{sp} = 1,220 N/mm², ε_{sp} = 31.37 ‰ compresa prefef.
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L₀ = 0 cm, Col. modello, Precompresso (checked).

Il massimo momento resistente è pari a $M_{rd}=12513$ kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata effettuata secondo NTC18 4.1.2.3.5.2, considerando il contributo delle staffe $\Phi 14/25$ cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio:

Per la verifica a taglio delle travi si considera solo il contributo offerto dall'anima della trave, verificando la sezione rettangolare avente le dimensioni descritte di seguito.

DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	140	5

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
27.27	315.07

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm²]	n	α [°]	s [cm]
4.02	2	90	25

cotθ [°]	V _{rcd} [t]	V _{rsd} [t]	V _{rd} [t]
2,5	171.37	153.95	→

153.95

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 1539,5 kN, superiore al taglio di calcolo pari a $V_{ed}=1240$ kN. La verifica è soddisfatta.

• **Verifica del traverso in c.a.**

Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che i traversi in c.a. dell'impalcato originario reltivamente alla carreggiate lato nord, sono stati oggetto di rinforzo strutturale realizzato incrementando l'altezza del traverso getto di cls e inghisaggio di nuova armatura e con la sovrapposizione di due lamelle in fibra di carbonio larghezza/spessore 100/1.2 poste longitudinalmente per il rinforzo a flessione e di uno strato di fascia trasversale di fibra di carbonio $L=2.90$ m per il rinforzo a taglio

A vantaggio di sicurezza, le verifiche delle sezioni esistenti vengono condotte escludendo il contributo relativo al rinforzo.

Verifica a Flessione

Si verifica il traverso che risulta più sollecitato. Il momento massimo è pari a $M_{ed}=340$ kNm

Titolo : []

N° strati barre 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.09	4
2	1.57	106
3	1.57	38
4	1.57	72

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

Armatura Precompressione
N° strati cavi 3 **Zoom**

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	6.93	35	850
2	6.93	60	850
3	6.93	85	850

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

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

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 223.28 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 26.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.116 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.029

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**
N° rett. 100
 L_o 0 cm **Col. modello**

Materiali
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 223.28 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 26.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.116 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.029

Calcolo Risultati
 M_{xRd} 1,163 kNm
 σ_c -26.17 N/mm²
 σ_s 223.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 7.022 ‰
 d 106 cm
 x 35.26 x/d 0.3326
 δ 0.8558

Tipo cavo Trefolo
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1220 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 6.1 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

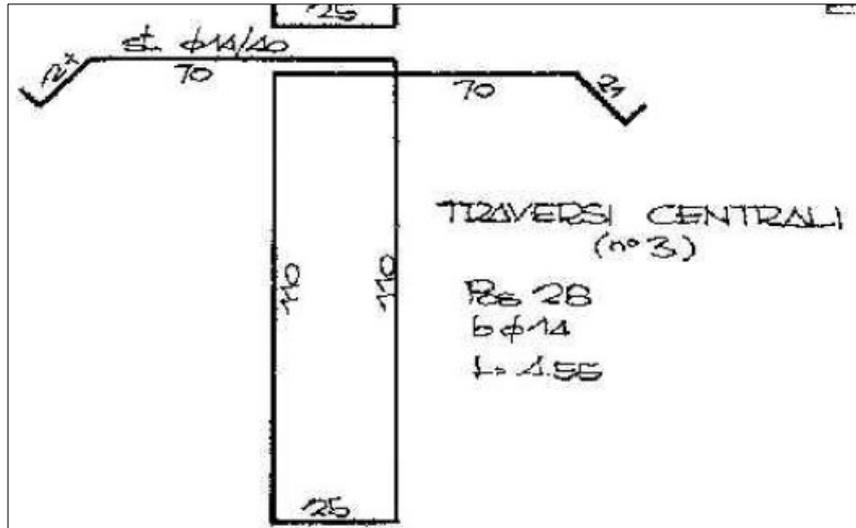
σ_{sp} 1,220 N/mm²
 ϵ_{sp} 9.187 ‰ compressa predef.

Precompresso

Il massimo momento resistente è pari a $M_{rd}=1163$ kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata effettuata secondo NTC18 4.1.2.3.5.2, considerando il contributo delle staffe $\Phi 14/40$ cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio.



DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	110	4

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
26.17	223.28

DATI ARMATURA A TAGLIO

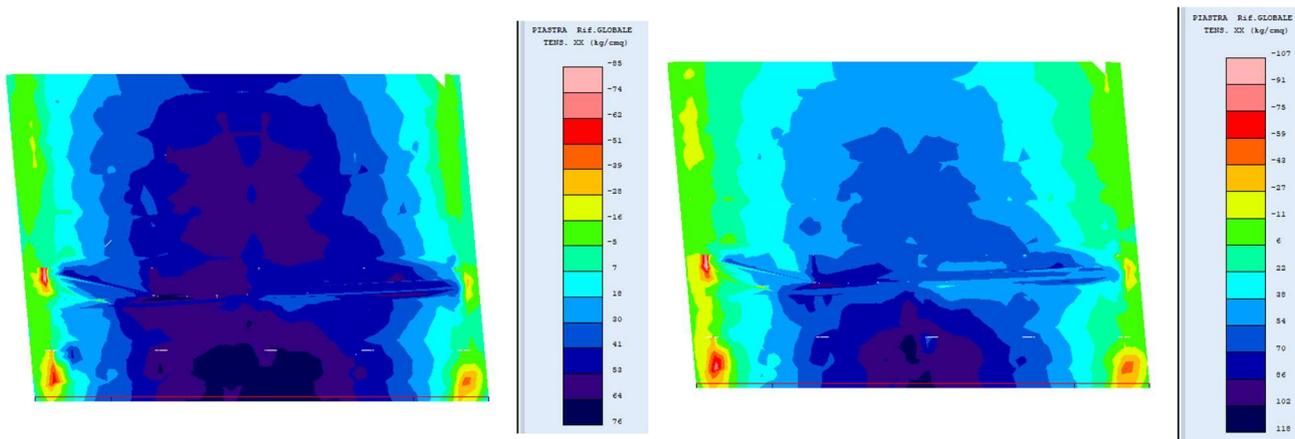
Asw [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
3.08	2	90	40
cotθ [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]	
2,5	129.13	40.99	→ Vrd [t]
			40.99

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 409.9 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=370 kN. La verifica è soddisfatta.

• **Verifica della soletta in c.a.**

Le sollecitazioni agenti sulla soletta in campata vengono ricavate dal modello di calcolo a graticcio di travi già utilizzato per l'impalcato e considerando i carichi da traffico della fase 3.

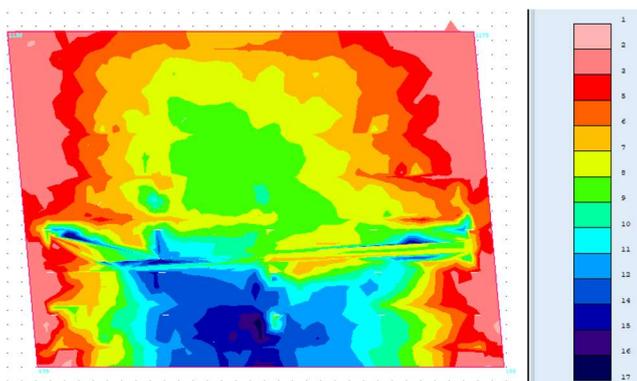
Si riportano a seguire alcuni color map delle tensioni ricavate dal calcolo:



Tensore σ_x per carico all'estremità

Tensore σ_x per carico in mezzeria

Per verificare l'armatura della soletta si opera un confronto tra l'armatura ricavata dagli esecutivi strutturali e l'area di armatura teorica calcolata dal software (in funzione delle caratteristiche dei materiali dedotti dalle indagini), di seguito riportata:



Area teorica di armatura

Con riferimento agli elaborati strutturali originari, la soletta esistente è armata con una rete base $\varnothing 14/25$ cm e con dei raffittimenti $\varnothing 18/25$ cm sagomati, quindi, sia all'appoggio che in campata la sezione di un metro è armata con $4\varnothing 14+4\varnothing 18 = 16,34 \text{ cm}^2/\text{m}$, sostanzialmente coincidente con quella richiesta dal calcolo.

4.2.2.2 Verifica impalcato ampliamento 2004

Si riporta di seguito il confronto tra i parametri meccanici di calcolo delle travi esistenti di primo ampliamento e quelle di nuova realizzazione. Per gli elementi strutturali di ampliamento 2004, i valori sono desunti dalle indagini sperimentali (vedi cap1.4.2.5).

	RISULTANZE INDAGINI SUI MATERIALI AMPLIAMENTO 2004		CARATTERISTICHE MECCANICHE NUOVO AMPLIAMENTO	
TRAVE	F_{yd}	633,96	F_{yd}	338,09
TRAVERSO	F_{yd}	603,35	F_{yd}	338,09

Considerato che:

- le caratteristiche dei materiali dell'ampliamento 2004 risultano migliori rispetto a quelle dei materiali di nuova realizzazione;
- le dimensione geometriche di travi (600x1200) e traversi (472x1200) dell'ampliamento 2004 risultano superiori all'ampliamento in progetto (travi (600x1000) e traversi (300x1000));

si omette le verifica dell'esistente 2004.

5 ANALISI SPALLE

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 da quelle esistenti 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).

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.

5.2 SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

Nel seguito si riportano le analisi per la Spalla Carreggiata SUD direzione Rimini che, a fronte di:

- prossima estensione trasversale del paramento;
- prossima estensione longitudinale dell’avanzattera di fondazione ed estensione trasversale del plinto di fondazione;

L’opera in progetto presenta:

- Spalle su fondazione indiretta con medesime dimensioni geometriche, disposizione e numero pali;
- Spalle con paramento avente medesima larghezza e spessore;
- Impalcati aventi medesima lunghezza, larghezza e numero di travi di impalcato.

Per l’ampliamento 2, si è scelto di analizzare la Spalla Carreggiata SUD direzione Rimini; caratterizzata dalla maggiore altezza del paramento.

5.2.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle dell'ampliamento 2.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		INDIRETTA	
DIREZIONE	RIMINI	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		14.20	[m]	Larghezza zattera	
L2		12.55	[m]	Larghezza paramento	
L3		1.20	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		2.85	[m]	Sbalzo zattera	
B		6.70	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.39	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.96	[m]	Spessore paramento	
b3		3.35	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		2.31	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.30	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H _{TOT}		9.60	[m]	Altezza totale	
H1		1.60	[m]	Spessore zattera	
H2		5.25	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.85	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.90	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.42	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav. M}		7.31	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav. V}		0.20	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Geometrie dell'impalcato in ampliamento					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN CARPENTERIA METALLICA + SOLETTA C.A.			
B _{tot}		37.25	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		12.55	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		29.63	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n _T		6.00		Numero travi principali	
i _T		2.01	[m]	Interasse travi principali	
A _T		0.06	[m ²]	Sezione trave principale	
L _{tr}		10.05	[m]	Lunghezza traversi	
n _{tr}		12.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A _{tr}		0.04	[m ²]	sezione trasverso	
H _{sol}		0.25	[m]	spessore soletta in c.a.	
H _{pav}		0.11	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi	
H _{cord_sic}		0.17	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B _{cord_sic}		0.70	[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	

Figura 5-1. Dimensioni geometriche spalla

L'immagine seguente individua i principali punti rispetto ai quali sono state condotte le analisi:

- punto P: in corrispondenza sezione di stacco da fondazione per verifica strutturale paramento
- punto G: baricentro della zattera di fondazione, in corrispondenza dell'intradosso della stessa, per la determinazione delle sollecitazioni risultanti ai fini del calcolo della palificata

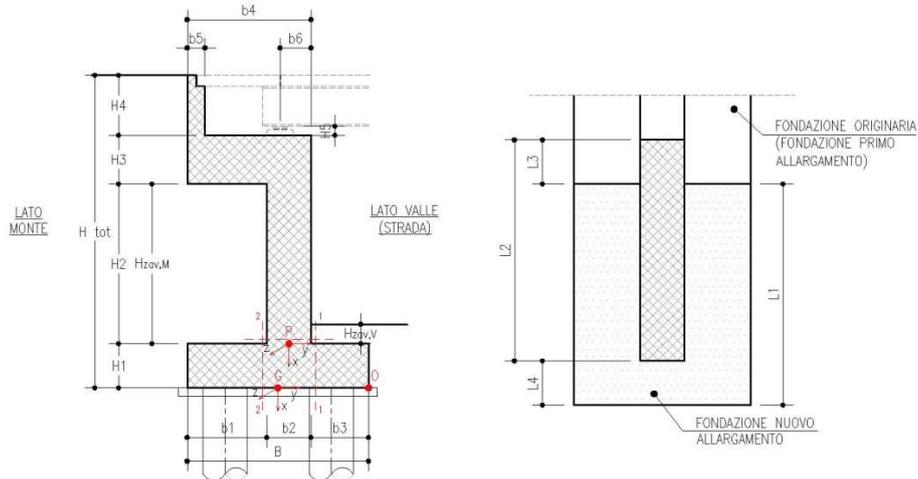


Figura 5-2. Sistema di riferimento

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	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m ³]		
φ		38	[°]		
c'		0	[kPa]		

CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località:		Opera 97T (Via Zambellini - Via Stalingrado)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		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	0.213	0.307	2.439
Categoria di sottosuolo:			C		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	1.00		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.296		
Coefficiente sismico verticale		k_v	0.148		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
<u>Sisma diretto verso l'alto: - kv</u>					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	19.16	0.33			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.52				
$k_{AE} - M2$	0.64				
<u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u>					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	14.46	0.25			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$\varphi - M2$	29.26	0.51			
$k_{AE} - M1$	0.44				

5.2.2 Analisi strutturale del paramento

5.2.2.1 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per metro lineare di spalla ottenuti da un' analisi semplificata dell'impalcato.

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO PARAMENTO		SOLLECITAZIONI VERIFICA <u>PARAMENTO</u>		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-6.52	0.68	151	0	-103
Cordolo	-6.52	0.68	4	0	-2
FOA	-6.52	0.68	0	0	0
Guardrail	-6.52	0.68	2	0	-1
Pavimentazione	-6.52	0.68	34	0	-23
Vento	-6.52	0.68	0	0	0
Neve	-6.52	0.68	0	0	0
Tandem 1	-6.52	0.68	95	0	-65
Tandem 2	-6.52	0.68	0	0	0
Distribuito	-6.52	0.68	58	0	-39
Frenatura	-6.52	0.68	0	12	-77
Resistenza passiva dei vincoli	-6.52	0.68	0	10	-62
Sisma dir. orizz.	-6.52	0.68	0	125	-816
Sisma dir. vert.	-6.52	0.68	33	0	-22

Figura 5-3. Analisi dei carichi agenti sul paramento da Impalcato

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-2.63	0.00	257.25	0.00	0.00
Cordolo in c.a.	-5.68	-0.18	49.09	0.00	8.59
Paraghiaia	-7.05	-1.13	19.00	0.00	21.47
TOTALE			325	0	30

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Zavorra a tergo	0.00	0.00	0	0	0

(C3): Spinta delle terre - riposo

H_{SPINTA} [m]	8.00
------------------	------

Comb.	k_0	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
M1	0.43	-2.67	0.00	0	273	-728

(C4): Sovraccarico accidentale

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

<u>Componente verticale</u>	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	0.00	0	0	0

<u>Componente orizzontale</u>	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4b)	-4.00	0.00	0	68	-273

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

k_h	0.29607
k_v	0.148035

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-2.63	0.00	-38.08	76.16	-199.93
Cordolo in c.a.	-5.68	-0.18	-7.27	14.53	-83.75
Paraghiaia	-7.05	-1.13	-2.81	5.63	-42.84
Zavorra a tergo	-3.65	-1.68	0.00	60.15	-219.76
TOTALE			-48	156	-546

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento c.a.	-2.63	0.00	38.08	76.16	-199.93
Trave in c.a.	-5.68	-0.18	7.27	14.53	-81.21
Paraghiaia in c.a.	-7.05	-1.13	2.81	5.63	-36.48
Zavorra a tergo	-3.65	-1.68	0.00	60.15	-219.76
TOTALE			48	156	-537

(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_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.52	173.43	285.67	112	-4.00	-449

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.44	173.43	324.20	151	-4.00	-603

Figura 5-4. Analisi dei carichi agenti sul paramento da Sottostruttura

5.2.2.2 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	\	\	\	\

Figura 5-5. Elenco dei Carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	no traffico	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	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	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	1.35	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	1.35	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	0.90	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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
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

Figura 5-6. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica paramento

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	190	0	-129	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	325	0	30	0	0	0	0	273	-728	0	0	0
Totale	516	0	-99	0	0	0	0	273	-728	0	0	0
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	95	0	-65	0	0	0	58	0	-39
Sottostruttura	0	68	-273	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	68	-273	95	0	-65	0	0	0	58	0	-39
RISULTANTI	C5			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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	12	-77	0	10	-62	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	12	-77	0	10	-62	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			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]	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	-33	125	-794	33	125	-838	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-48	156	-546	48	156	-537	0	112	-449	0	151	-603
Totale	-81	282	-1340	81	282	-1376	0	112	-449	0	151	-603

Figura 5-7. Sollecitazioni caratteristiche risultanti nella sezione di incastro del paramento

5.2.2.3 Sollecitazioni risultanti

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				[kN/m]
	no traffico	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	
N _{Ed}	696	903	824	728	516	723	643	547	[kN/m]
V _{Ed}	473	473	489	489	473	473	489	489	[kN/m]
M _{Ed}	-1569	-1709	-1760	-1694	-1534	-1675	-1725	-1659	[kNm/m]
DESCRIZIONE	sismica		Rara			frequente			[kN/m]
	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}	627	465	516	669	610	539	516	610	[kN/m]
V _{Ed}	728	690	351	351	362	362	334	334	[kN/m]
M _{Ed}	-2943	-2754	-1162	-1266	-1303	-1255	-1094	-1158	[kNm/m]

Figura 5-8. Sollecitazioni di calcolo risultanti nella sezione di incastro del paramento

5.2.2.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø22/10 cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø22/20 cm
- Armatura trasversale: 1Ø16/20 cm
- Spilli: 1Ø12/40x40 cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 9.

Titolo: ca97T Paramento

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	196	1	38,01	6,2
			2	19,01	189,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed: 627 516 kN
 M xEd: -2943 -1094 kNm
 M yEd: 0 0

Materiali
 B450C C32/40

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}: 18,13
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 12,25
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
 τ_{c1}: 2,114

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

M xRd: -3.334 kN m
 σ_c: -18,13 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 59,25 ‰
 d: 189,8 cm
 x: 10,59 x/d: 0,05578
 δ: 0,7

Si riporta, per completezza, il valore del momento resistente per entrambe le combinazioni sismiche.

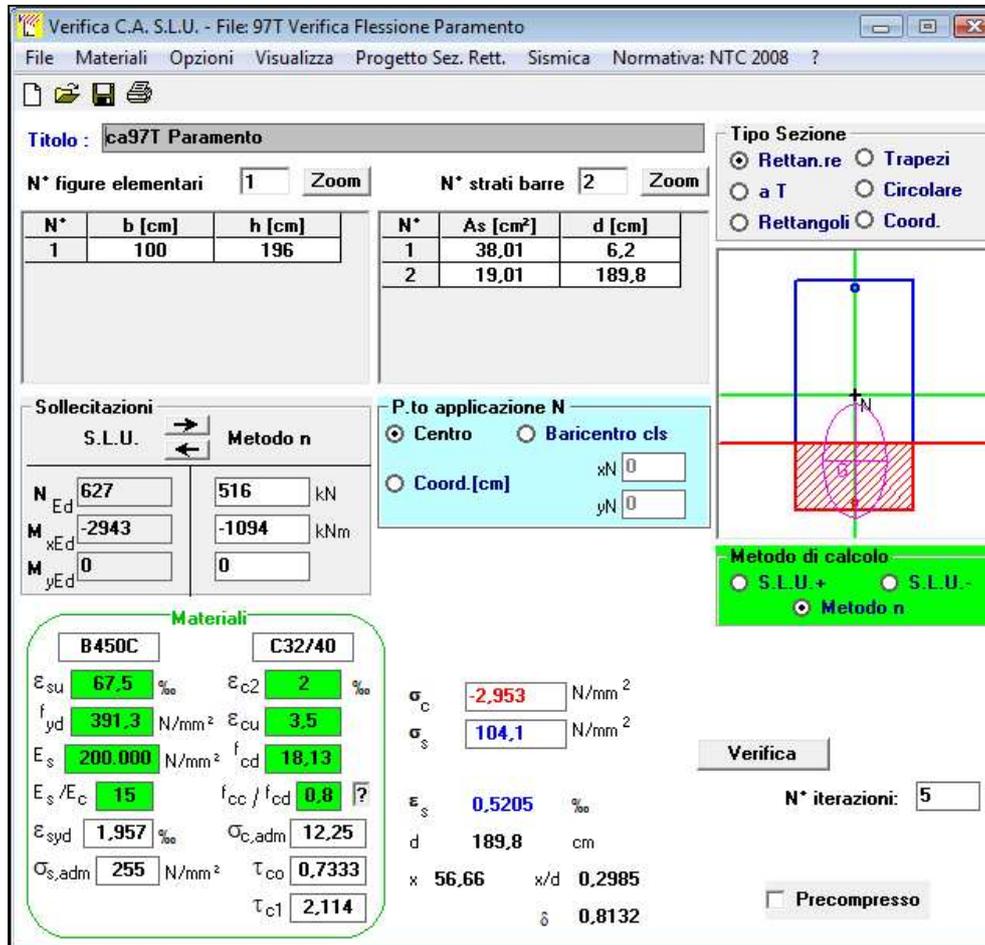
	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	F _s = M _{Ed} /M _{Rd}
COMB 9	627	-2943	-3333	0.883
COMB 10	465	-2754	-3187	0.864

Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	40	f_{ck} [MPa] =	32
f_{cd} [MPa] =	18.13 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	2.12		
f_{ctd} [MPa] =	1.41 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1960	Altezza della sezione	
d [mm] =	1893	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	5326.24	Resistenza a compressione bielle = $0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	282.74	$\phi 12/40$	area staffe
s [mm] =	400	passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	1178.18	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1178.18	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	728.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Verifica a fessurazione della sezione di incastro

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 15.



La Verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 213.33 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

Si riporta, per completezza, il valore delle tensioni per entrambe le combinazioni Frequente.

	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
COMB 15	516	-1094	-2.953	104.1
COMB 16	610	-1158	-3.125	103.6

5.2.3 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.2.3.1 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per metro lineare di spalla ottenuti da una analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN FONDAZIONE		SOLLECITAZIONI VERIFICA FONDAZIONE		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-8.12	-0.3	151	0	45
Cordolo	-8.12	-0.3	4	0	1
FOA	-8.12	-0.3	0	0	0
Guardrail	-8.12	-0.3	2	0	1
Pavimentazione	-8.12	-0.3	34	0	10
Vento	-8.12	-0.3	0	0	0
Neve	-8.12	-0.3	0	0	0
Tandem 1	-8.12	-0.3	95	0	29
Tandem 2	-8.12	-0.3	0	0	0
Distribuito	-8.12	-0.3	58	0	17
Frenatura	-8.12	-0.3	0	12	-96
Resistenza passiva dei vincoli	-8.12	-0.3	0	10	-77
Sisma dir. orizz.	-8.12	-0.3	0	125	-1016
Sisma dir. vert.	-8.12	-0.3	33	0	10

Figura 5-9. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Impalcato (punto G)

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	-0.80	0.00	268.00	0.00	0.00		
Paramento	-4.23	-0.98	257.25	0.00	252.11		
Cordolo in c.a.	-7.28	-1.16	49.09	0.00	56.70		
Paraghiaia	-8.65	-2.11	19.00	0.00	40.09		
Zavorra lato valle	-1.70	1.68	13.40	0.00	-22.45		
TOTALE			607	0	326		
(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	-5.25	-2.66	203	0	539		
(C3): Spinta delle terre - riposo							
			H_{SPINTA} [m]	9.60			
Comb.	k_0	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.43	-3.20	0.00	0	393	-1258	
(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	-2.66	28	0	74	
Componente orizzontale		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-4.80	0.00	0	82	-393	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.296			
			k_v	0.148			
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	-0.80	0.00	-39.67	79.35	-63.48		
Paramento	-4.23	-0.98	-38.08	76.16	-359.11		
Cordolo in c.a.	-7.28	-1.16	-7.27	14.53	-114.12		
Paraghiaia	-8.65	-2.11	-2.81	5.63	-54.59		
Zavorra a tergo	-5.25	-2.66	-30.07	60.15	-395.84		
Zavorra lato valle	-1.70	1.68	-1.98	3.97	-3.42		
TOTALE			-120	240	-991		
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.	-0.80	0.00	39.67	79.35	-63.48		
Paramento c.a.	-4.23	-0.98	38.08	76.16	-284.47		
Trave in c.a.	-7.28	-1.16	7.27	14.53	-97.34		
Paraghiaia in c.a.	-8.65	-2.11	2.81	5.63	-42.72		
Zavorra a tergo	-5.25	-2.66	30.07	60.15	-236.15		
Zavorra lato valle	-1.70	1.68	1.98	3.97	-10.07		
TOTALE			120	240	-734		
(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	0.52	249.74	411.37	162	-4.80	-776
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	0.44	249.74	466.84	217	-4.80	-1042

Figura 5-10. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Sottostruttura (punto G)

5.2.3.2 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	\	\	\	\

Figura 5-11. Elenco dei Carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	no traffico	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	1.35	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	1.35	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	1.35	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	1.35	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	0.90	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

Figura 5-12. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica fondazione

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	190	0	57	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	607	0	326	203	0	539	0	393	-1258	28	0	74
Totale	797	0	384	203	0	539	0	393	-1258	28	0	74
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	95	0	29	0	0	0	58	0	17
Sottostruttura	0	82	-393	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	82	-393	95	0	29	0	0	0	58	0	17
RISULTANTI	C5			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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	12	-96	0	10	-77	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	12	-96	0	10	-77	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			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]	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	-33	125	-1026	33	125	-1007	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-120	240	-991	120	240	-734	0	162	-776	0	217	-1042
Totale	-153	365	-2017	153	365	-1741	0	162	-776	0	217	-1042

Figura 5-13. Sollecitazioni risultanti caratteristiche nel baricentro della fondazione (punto G)

5.2.3.3 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				
	no traffico	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	
N _{Ed}	1279	1486	1407	1311	1000	1207	1128	1032	[kN/m]
V _{Ed}	654	654	670	670	654	654	670	670	[kN/m]
M _{Ed}	-1275	-1213	-1367	-1395	-1410	-1348	-1501	-1530	[kNm/m]
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}	1183	878	1000	1153	1095	1024	1000	1095	[kN/m]
V _{Ed}	1001	945	484	484	496	496	464	464	[kN/m]
M _{Ed}	-3264	-3274	-805	-759	-872	-894	-707	-678	[kNm/m]

Figura 5-14. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione (punto G)

5.2.3.5 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura retrozattera:
 - o Armatura superiore: 1Ø22/10cm
 - o Armatura inferiore: 1Ø22/10cm + 1Ø22/20cm
 - o Armatura trasversale: 1Ø20/10cm
 - o Armatura taglio (in corrispondenza dei pali tesi): Ø18/20x20cm
 - o Armatura taglio (altrove): Ø16/40x40cm

- Armatura avanzattera:
 - o Armatura superiore: 1Ø22/10cm
 - o Armatura inferiore: 1Ø22/10cm + 1Ø22/20cm
 - o Armatura trasversale: 1Ø20/10cm
 - o Armatura taglio (in corrispondenza dei pali tesi): Ø18/20x20cm
 - o Armatura taglio (altrove): Ø16/40x40cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 97T Verifica Flessione zattera

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

Titolo: 97T Zattera di fondazione

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	160	1	38,01	6,8
			2	38,01	153,2
			3	19,01	143,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 2693 1215 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Barre
 N° 5 φ 22
 0 8
 0 8
 As 19,01 Calcola Inserisci

Materiali
 B450C C28/35
 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} 15,87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} 3.225 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 48,58 ‰
 d 153,2 cm
 x 10,3 x/d 0,06721
 δ 0,7

Verifica a taglio della sezione di incastro

L'armatura trasversale della zattera di fondazione è: spilli $\Phi 16/40/40\text{cm}$.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	40	f_{ck} [MPa] =	32
f_{cd} [MPa] =	18.13 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	2.12		
f_{ctd} [MPa] =	1.41 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1600	Altezza della sezione	
d [mm] =	1529	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	4302.07	Resistenza a compressione bielle $= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	502.65	$\Phi 16/40$	area staffe
s [mm] =	400	passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	1691.79	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1691.79	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1171.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Verifica a fessurazione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 97T Verifica Flessione zattera

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

Titolo: 97T Zattera di fondazione

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	160	1	38,01	6,8
			2	38,01	153,2
			3	19,01	143,2

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
 M_{xEd}: 2693 1215 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali:
 B450C C28/35
 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}: 15,87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8 ?
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

σ_c: -3,624 N/mm²
 σ_s: 158,8 N/mm²
 ε_s: 0,7938 ‰
 d: 153,2 cm
 x: 39,08 x/d: 0,2551
 δ: 0,7588

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La Verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 226.67 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

5.2.4 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA									
Caratteristiche paraghiaia				Caratteristiche Terreno					
h	1.9	m		γ	20	kN/mc			
spessore	0.4	m		Φ	35	° =	0.611	rad	
				k_0	0.43				
ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA									
1) Peso proprio muro									
N	19.00	kN/m							
2) Spinta Terreno									
<i>Azioni su muro</i>									
S_t	15.39	kN/m	-->	spinta distribuita					
M_t	9.75	kNm/m	-->	momento distribuito					
3.1) Spinta Sovraccarico Variabile (1° categoria)									
<i>Si applica diffusione dei carichi con angolo</i>				30	[°]				
				0.524	[rad]				
<i>Carichi</i>									
$2Q_{1k}$	600	kN		<i>Impronta di Carico</i>					
q_{1k}	9	kN/mq		a	2.20	m	} v. Par. C5.1.3.3.7.1 Circolare 02/02/2009		
				b	3.00	m			
				a'	3.30	m			
				b'	5.19	m			
<i>Pressioni su muro</i>									
$p_{1(verticale)}$	99.91	MPa							
$p_{2(verticale)}$	44.04	MPa							
$\sigma_{1(orizzontale)}$	42.60	MPa							
$\sigma_{2(orizzontale)}$	18.78	MPa							
<i>Azioni su muro</i>									
S_{H2}	35.68	kN/m	-->	spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni					
S_{H1}	22.63	kN/m	-->	spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni					
S_H	58.31	kN/m	-->	spinta totale					
M_{SH}	62.56	kNm/m	-->	momento totale					
3.2) Azione di frenata									
<i>Azioni su muro</i>									
Q_{1k}	300	kN	-->	v. Par. C5.1.3.3.7.2 Circolare 02/02/2008					
$F_f=0,6Q_{1k}$	180	kN	-->	v. Par. C5.1.3.3.7.2 Circolare 02/02/2009					
S_f	26.47	kN/m	-->	spinta distribuita					
M_f	50.29	kNm/m	-->	momento distribuito					
Azioni caratteristiche nella sezione di incastro									
C.C.	N_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]						
C1	19	0	0						
C2	0	15	10						
C3.1	0	58	63						
C3.2	0	26	50						
Combinazioni di calcolo									
C.C.	SLU-1	SLU-2	FREQ-1						
C1	1.00	1.00	1.00						
C2	1.30	1.30	1.00						
C3.1	1.35	1.01	1.00						
C3.2	0.00	1.35	0.00						
Azioni di calcolo nella sezione di incastro									
C.C.	SLU-1	SLU-2	FREQ-1						
N_{Ed} [kN/m]	19	19	19						
V_{Ed} [kN/m]	99	115	74						
M_{Ed} [kNm/m]	97	144	72						

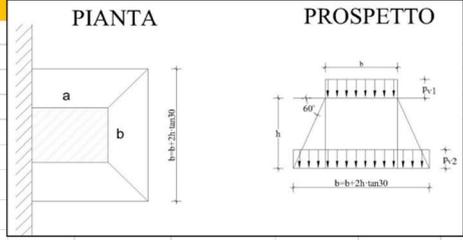


Figura 5-16. Riepilogo sollecitazioni sul Paraghiaia

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura Longitudinale: $1\text{Ø}16/20\text{ cm}$
- Armatura Verticale: $1\text{Ø}18/20\text{ cm}$
- Spilli: $1\text{Ø}12/40 \times 40\text{ cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: 97T Verifica Flessione Paraghiaia

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

Titolo: 97T Paraghiaia

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	6
2	12,72	34

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 19 kN
 M_{xEd}: 144 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

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

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} 18,13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 170,5 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 20,83 ‰
 d 34 cm
 x 4,891 x/d 0,1438
 δ 0,7

Figura 5-17. Verifica a Flessione SLU

Titolo: 97T Paraghiaia

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	6
2	12,72	34

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 19 **19** kN
M_{xEd} 144 **72** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

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

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

σ_c -4,534 N/mm²
 σ_s 177,5 N/mm²
 ϵ_s 0,8877 ‰
 d 34 cm
 x 9,416 x/d 0,277
 δ 0,7862

Verifica **N° iterazioni:** 4 Precompresso

Figura 5-18. Verifica a Fessurazione SLE

La Verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 231.11 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	40	f_{ck} [MPa] =	32
f_{cd} [MPa] =	18.13 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	2.12		
f_{ctd} [MPa] =	1.41 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	400	Altezza della sezione	
d [mm] =	335	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	942.57	Resistenza a compressione bielle =0.9 $b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	282.74	$\phi 12/40$	area staffe
s [mm] =	400		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	208.50	Resistenza armature = 0.9 $d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	208.50	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	115.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Figura 5-19. Verifica a Taglio

5.3 SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

Nell'ambito del progetto esecutivo del primo ampliamento (anno 2004), le spalle della struttura originaria in carreggiata nord ed in carreggiata sud vennero sottoposte ai seguenti due interventi:

- Allargamento lato nord e sud della carreggiata con realizzazione di un tratto aggiuntivo di spalla di larghezza pari a 1.32m (oltre ad un muro di risvolto di lunghezza pari a 5.00m);
- Adeguamento sismico del sottovia delle carreggiate nord e sud tramite la realizzazione di 2 ordini di tiranti passivi sul paramento della spalla con il compito di assorbire le forze orizzontali dovute al sisma.

Per quanto riguarda l'analisi e le verifiche del tratto in allargamento lati nord e sud (ampliamento 1) si evidenzia che la struttura, in direzione trasversale, a seguito della prevista realizzazione dell'allargamento 2, perde la sua funzione statica di sostegno del terreno. In direzione longitudinale si nota che il paramento di spalla, di larghezza ridotta risulta confinato tra la spalla originaria ed il tratto di nuova realizzazione (ampliamento 2) e solidarizzato ad esse con barre inghisate nel paramento e nella fondazione. Inoltre, è irrigidito o contrastato dal muro di risvolto (spessore 0.60m e rigidezza valutata su $L > 5.0m$): ciò permette di assimilare il comportamento dell'intera struttura di allargamento a quello di un corpo rigido.

Sulla base delle precedenti considerazioni, si omettono, pertanto, le verifiche per la struttura di allargamento 1.

Per quanto riguarda le spalle (anno 1960) delle carreggiate nord e sud, lo schema di intervento ed il modello di verifica sono analizzati e verificati nel successivo paragrafo.

5.4 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

Nell'ambito del progetto esecutivo del primo ampliamento (anno 2004) le spalle della struttura originaria in carreggiata nord ed in carreggiata sud vennero sottoposte ad un intervento di adeguamento sismico in virtù delle seguenti considerazioni:

- 1) Rispetto alle condizioni di esercizio, le forze per le quali le spalle della struttura originaria erano state dimensionate erano sostanzialmente corrispondenti a quelle ipotizzabili applicando le normative vigenti all'epoca del primo ampliamento;
- 2) Le forze sulle spalle determinate in base alle normative sismiche vigenti all'epoca del primo ampliamento risultavano notevolmente più alte di quelle per cui le spalle della struttura originaria erano state dimensionate.

In conseguenza di ciò, in tale progetto si procedette al rinforzo sismico delle spalle della struttura originaria ponendo in opera micropali ad andamento sub-orizzontale, vincolati al paramento di spalla, con funzione di tiranti passivi dimensionati per assorbire, da soli, tutte le forze orizzontali ipotizzabili per il sisma di progetto.

In questo modo si ottennero i seguenti risultati:

- 1) Si assicurava l'assorbimento di tutte le spinte orizzontali incrementate per effetto del sisma, senza alcun aggravio delle sollecitazioni sulle strutture originarie.
- 2) Si assicurava la resistenza del sistema anche per piccoli incrementi delle azioni orizzontali ipotizzabili nelle condizioni di esercizio (es. valore dell'azione di frenamento connesso alle normative vigenti, ecc.).

Nell'ambito del presente progetto si mantengono i criteri base di verifica delle strutture esistenti già adottati per il progetto di primo ampliamento, facendo ovviamente riferimento a quanto previsto sia con riferimento alle condizioni di carico statiche che a quelle sismiche previste dalle normative ora vigenti (D.M. 17/01/2018).

L'analisi delle spalle esistenti viene condotta valutando il tiro agente sui tiranti passivi, nelle varie combinazioni di carico, applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_h -T, dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a $15^\circ \div 20^\circ$);

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{\max} = R_{\text{ad}}$$

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto dei micropali di ancoraggio

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere T_{\max} per l'interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{tir} la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{\text{tir}} \tan(\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione (h_{tir}).

Considerando, infatti, il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i -esimo ipotetico valore T_i dell'azione agente nei tiranti disposti ad altezza h_{tir} .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove N_i, H_i, M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i -esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N, H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni (N_i, H_i, M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan(\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,htir}$$

La coppia di valori avente coordinate ($T_i, \Delta\delta_{h,i}$) rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifica condizione di carico analizzata.

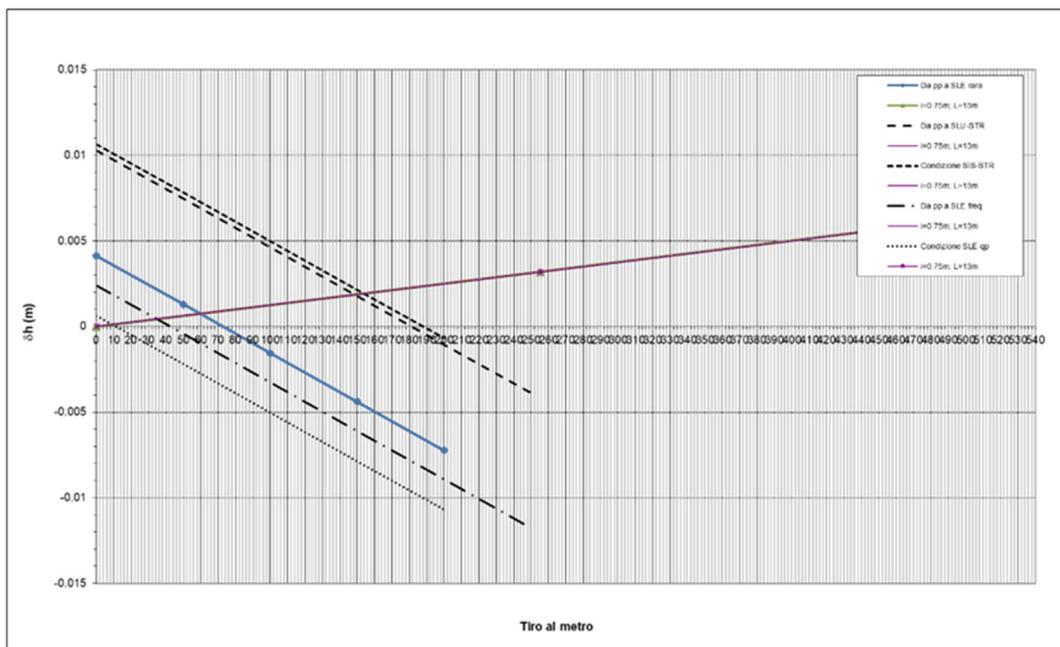


Figura 5-20 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

L' intervento di consolidamento realizzato è costituito da un placcaggio in cls di spessore pari a 50 cm del paramento della spalla completato da due ordini di tiranti passivi dimensionati per assorbire l'azione sismica come riportato nella sezione tipo seguente.

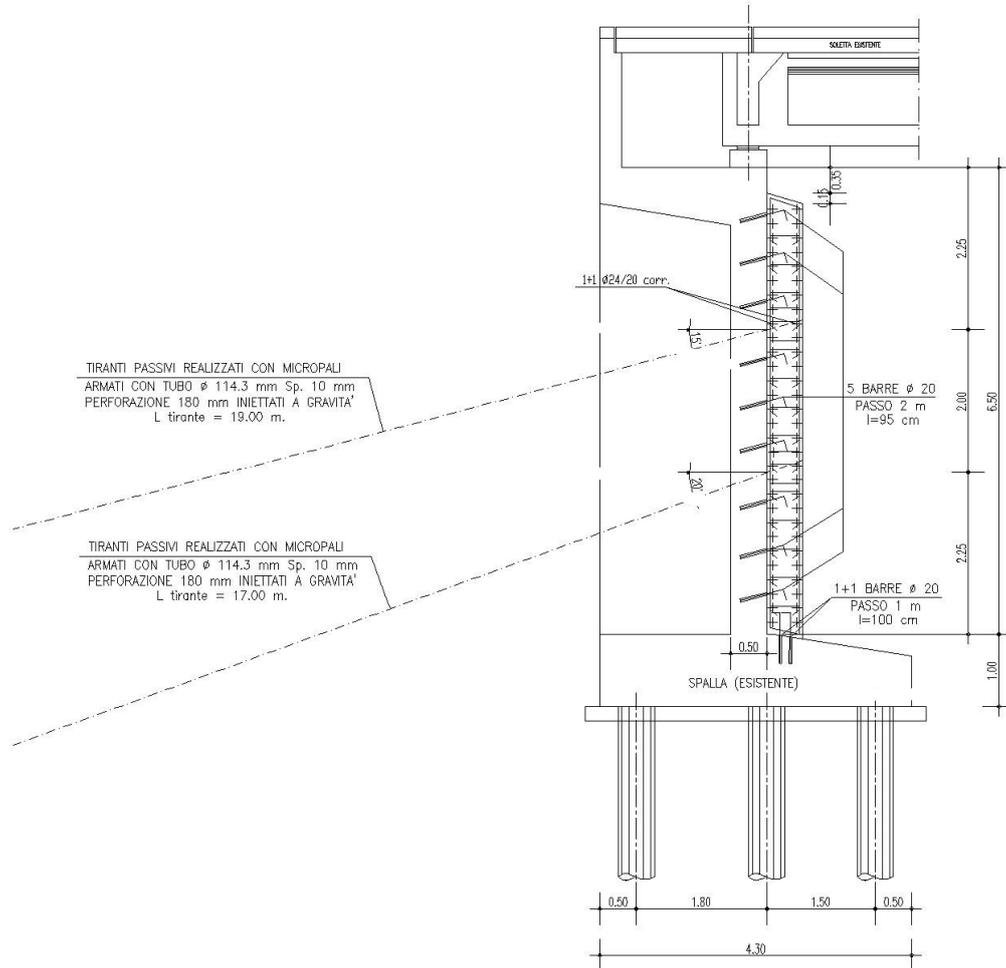


Figura 5-21. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

Secondo quanto esposto nei precedenti capitoli, a favore di sicurezza, la verifica è condotta unicamente per la spalla SUD lato RIMINI.

Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

- le armature desunte dagli elaborati as-built a disposizione.
- le caratteristiche geometriche della spalla analizzata;
- l'analisi dei carichi agenti sulla spalla;
- per le combinazioni di carico più gravose, le sollecitazioni alla base della spalla, considerata come una mensola incastrata alla base, da utilizzare nel metodo delle curve caratteristiche per la determinazione del tiro nei tiranti;
- le sollecitazioni alla base della spalla, ridotte per l'intervento dei tiranti, da utilizzarsi per la verifica strutturale della fondazione e per le verifiche geotecniche;
- le sollecitazioni lungo il paramento e, in particolare, quelle ridotte nella sezione di incastro per l'intervento dei tiranti; da utilizzarsi per le verifiche dell'elemento strutturale.

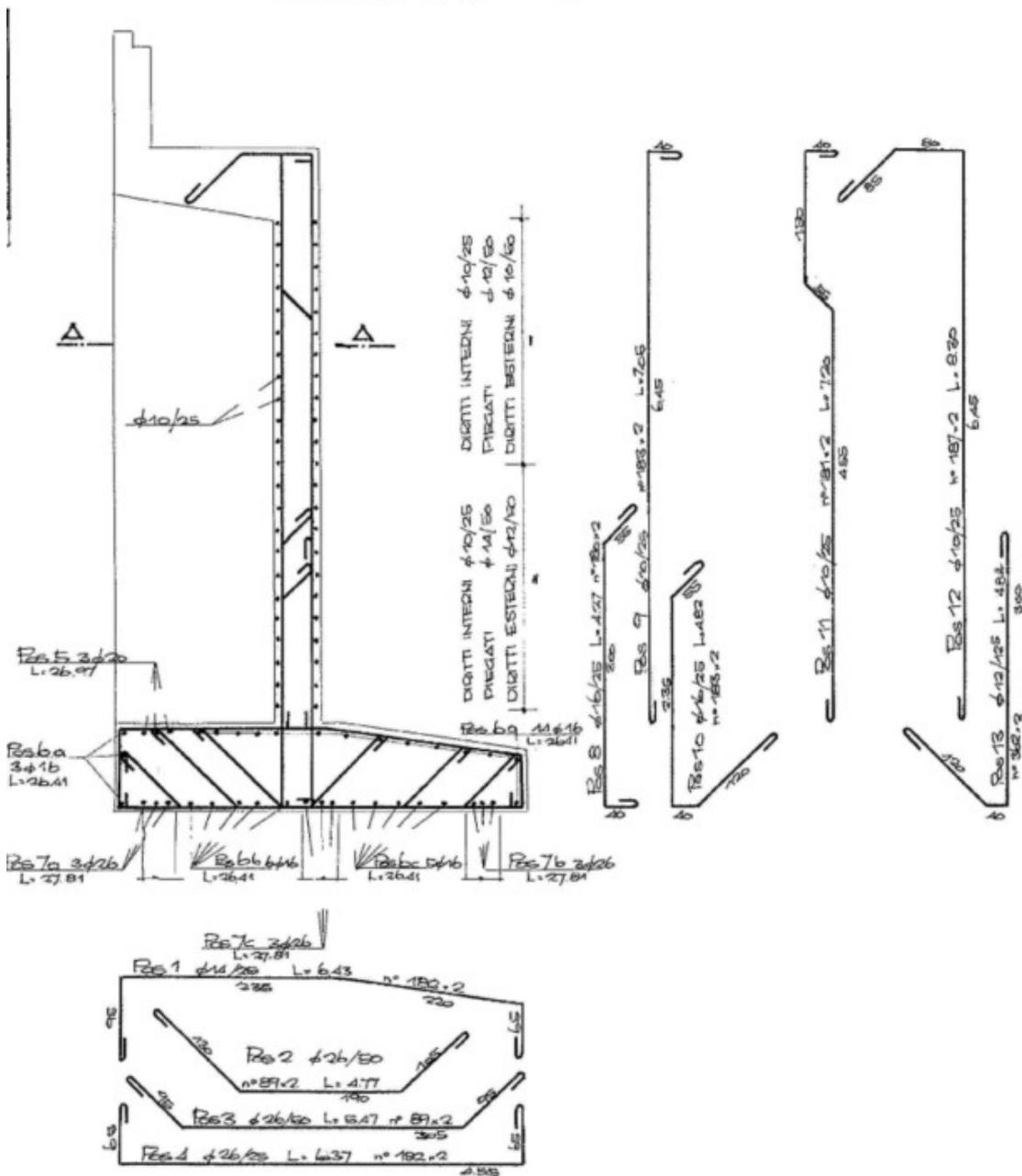


Figure 5.1 Documento as-built “Sottovia Interconnessione 6 dell’autostrada A14 al km 14+490” – Sezione trasversale con armature spalla

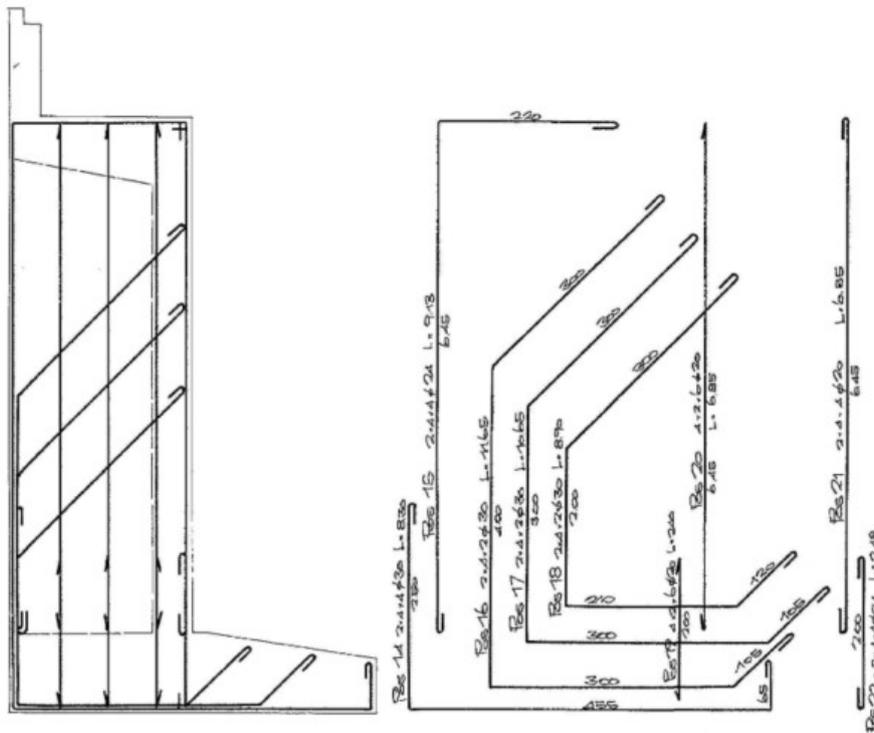


Figure 5.2 Documento as-built “Sottovia Interconnessione 6 dell’autostrada A14 al km 14+490” – Sezione trasversale con armature contrafforti.

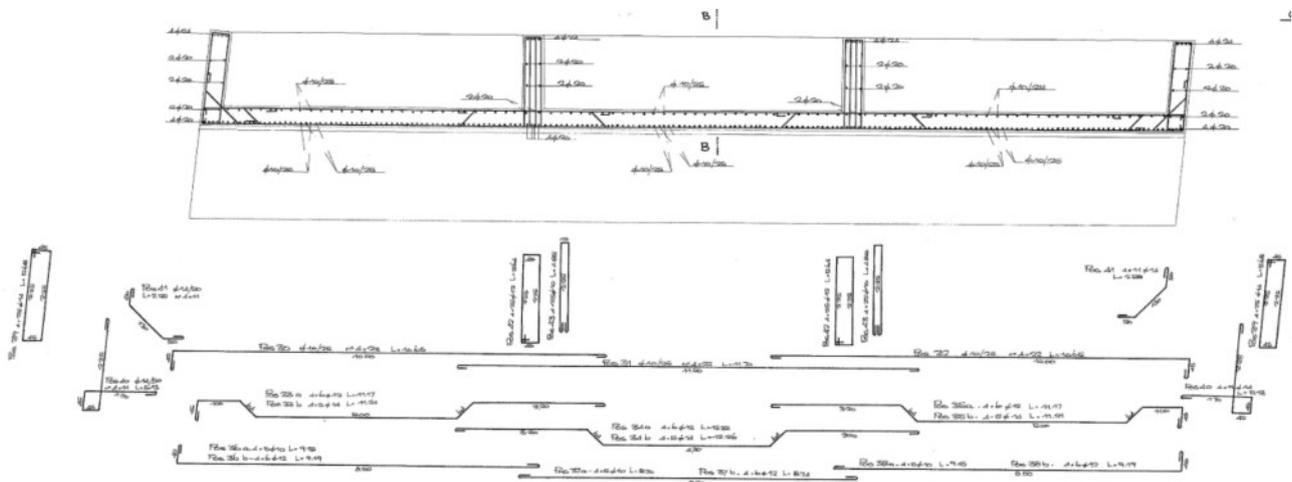


Figure 5.3 Documento as-built “Sottovia Interconnessione 6 dell’autostrada A14 al km 14+490” – Sezione orizzontale con armature spalla

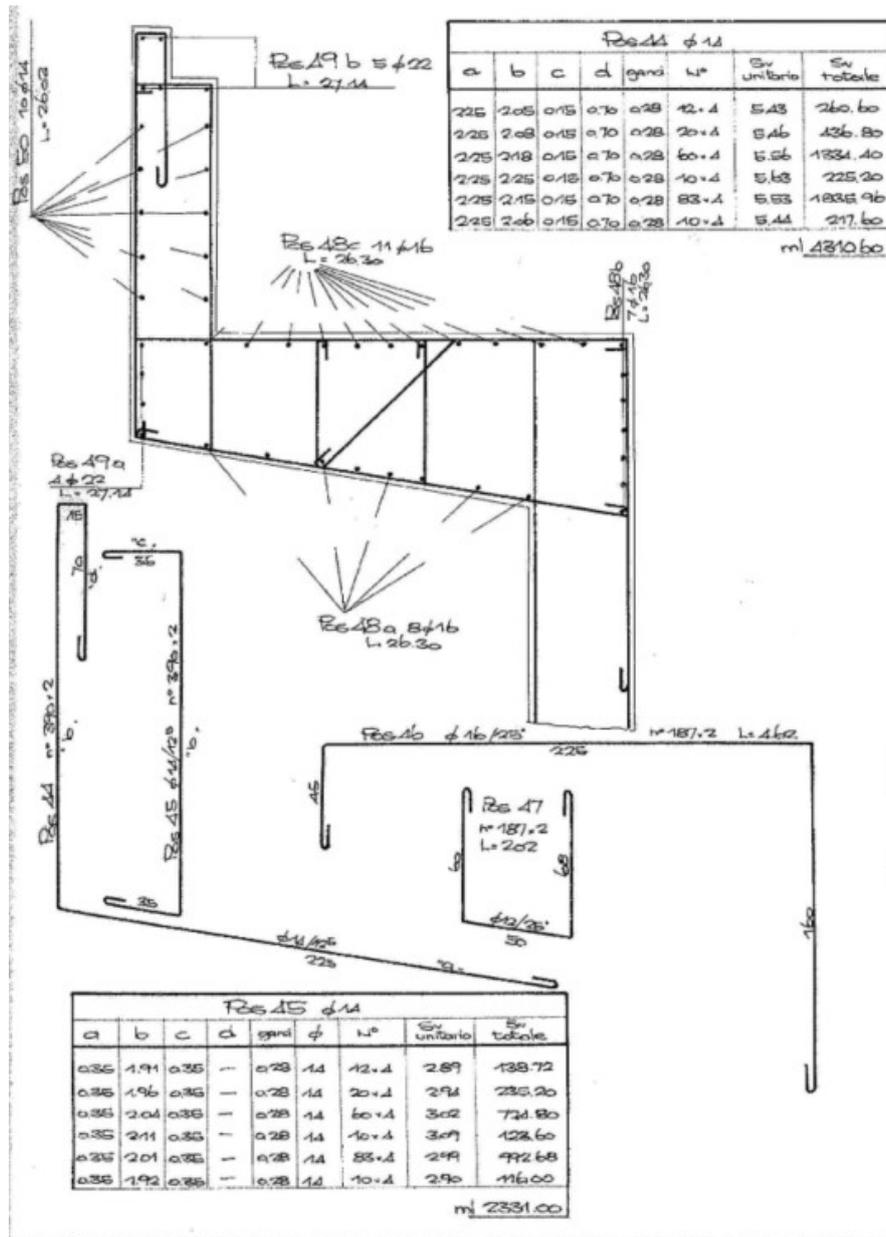


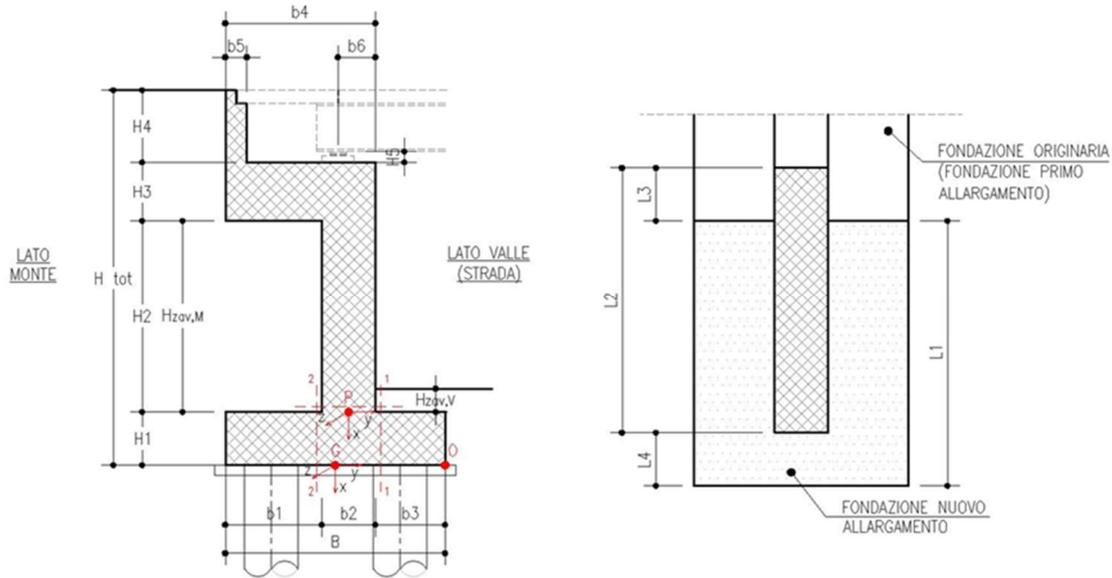
Figure 5.4 Documento as-built “Sottovia Interconnessione 6 dell’autostrada A14 al km 14+490” – Sezione trasversale con armature paragliaia

5.4.1 Geometria di verifica

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		DIRETTA	
DIREZIONE	RIMINI	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		24.10	[m]	Larghezza zattera	
L2		24.10	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.60	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.65	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.15	[m]	Spessore equivalente paramento + placcaggio	
b3		1.80	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a. (compreso placcaggio)	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.80	[m]	Distanza asse appoggi da filo placcaggio (lato strada)	
H _{TOT}		9.30	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		5.85	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.65	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.80	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.30	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav_M}		5.85	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav_V}		0.20	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Geometrie dell'impalcato in ampliamento					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.			
B _{tot}		37.46	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		24.10	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		31.47	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n _T		8.00		Numero travi principali	
i _T		3.00	[m]	Interasse travi principali	
A _T		0.69	[m ²]	Sezione trave principale	
L _{tr}		21.00	[m]	Lunghezza traversi	
n _{tr}		5.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A _{tr}		0.36	[m ²]	sezione traverso	
H _{sol}		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.	
H _{pav}		0.10	[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	

L'immagine seguente individua i principali punti rispetto ai quali sono state condotte le analisi:

- punto P: in corrispondenza sezione di stacco da fondazione per verifica strutturale paramento
- punto G: baricentro della zattera di fondazione, in corrispondenza dell'intradosso della stessa, per la determinazione delle sollecitazioni risultanti ai fini del calcolo della fondazione.



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]		
$\varphi' (M1)$		35	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)					
$\gamma_{terreno}$		19	[kN/m ³]		
φ		26	[°]		
c'		0	[kPa]		
c_u		225	[kPa]	coesione non drenata equivalente - valutata su terreno avente caratteristiche migliorate se in presenza di pali tipo FRANKI	

La presenza di pali di piccolo diametro tipo FRANKI al di sotto della fondazione esistente può essere tenuta in considerazione come un miglioramento dei parametri di resistenza del terreno.

In particolar modo, i pali FRANKI di piccolo diametro permettono di considerare al di sotto della fondazione una coesione non drenata “equivalente” $C_{U,eq}$ superiore a quella effettiva del terreno naturale.

Il valore di tale parametro equivalente può essere determinato attraverso una media pesata tra le resistenze a taglio del calcestruzzo dei pali (2110 kPa) e quella del terreno naturale, lungo l'ipotetica superficie di rottura del plinto di fondazione (130 kPa come indicato per gli strati superficiali nella Relazione Geologica Generale).

PLINTO DI FONDAZIONE			
<i>Dimensioni geometriche</i>			
L	24.10	[m]	
B	4.60	[m]	
A_{pl}	110.86	[m ²]	
<i>Caratteristiche terreno</i>			
φ'	26	[°]	
c'	0	[kPa]	
$C_{u,pl}$	130	[kPa]	per strati superficiali - da Relazione Geologica Generale
PALI TIPO FRANKI			
<i>Dimensioni geometriche</i>			
Tipo	\varnothing [mm]	A_i [m ²]	n [-]
1	500	0.196	20
2	420	0.139	10
A_{pali}	5.31	[m ²]	
$C_{u,pali}$	2110	[kPa]	coesione equivalente dei pali
COESIONE NON DRENATA EQUIVALENTE - TERRENO CON CARATTERISTICHE MIGLIORATE			
$C_{u,eq} = (C_{u,pl} \times (A_{pl} - A_{pali}) + C_{u,pali} \times A_{pali}) / A_{pl}$			
$C_{u,pali}$	225	[kPa]	

5.4.2 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato, per metro lineare di spalla e ottenuti da un'analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento M_z è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

Località:		Opera 97T (Via Zambellini - Via Stalingrado)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:		CU	IV		
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	0.213	0.307	2.439
Categoria di sottosuolo:			C		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.092		
Coefficiente sismico verticale		k_v	0.046		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
<u>Sisma diretto verso l'alto: - kv</u>					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	5.49	0.10			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.33				
<u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u>					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	5.02	0.09			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.32				

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN FONDAZIONE		SOLLECITAZIONI VERIFICA FONDAZIONE		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-7.8	-0.3	188	0	57
Cordolo	-7.8	-0.3	0	0	0
FOA	-7.8	-0.3	0	0	0
Guardrail	-7.8	-0.3	0	0	0
Pavimentazione	-7.8	-0.3	35	0	10
Vento	-7.8	-0.3	0	0	0
Neve	-7.8	-0.3	0	0	0
Tandem 1	-7.8	-0.3	50	0	15
Tandem 2	-7.8	-0.3	0	0	0
Distribuito	-7.8	-0.3	52	0	16
Frenatura	-7.8	-0.3	0	12	-93
Resistenza passiva dei vincoli	-7.8	-0.3	0	11	-87
Sisma dir. orizz.	-7.8	-0.3	0	44	-341
Sisma dir. vert.	-7.8	-0.3	11	0	3

Le azioni agenti sulle sottostrutture risultano (per metro lineare di spalla):

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	-0.50	0.00	115.00	0.00	0.00		
Paramento	-3.93	-0.08	168.19	0.00	12.61		
Cordolo in c.a.	-7.18	-0.90	45.50	0.00	40.95		
Paraghiaia	-8.40	-2.10	18.00	0.00	37.80		
Zavorra lato valle	-1.10	1.40	7.20	0.00	-10.08		
TOTALE			354	0	81		
(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	-3.93	-1.48	193	0	285		
(C3): Spinta delle terre - attiva							
			H_{SPINTA} [m]	9.30			
Comb.	k_a	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-3.10	0.00	0	234	-727	
(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	-1.48	33	0	49	
Componente orizzontale		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-4.65	0.00	0	50	-234	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.092			
			k_v	0.046			
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	-0.50	0.00	-5.28	10.55	-5.28		
Paramento	-3.93	-0.08	-7.72	15.44	-61.17		
Cordolo in c.a.	-7.18	-0.90	-2.09	4.18	-31.84		
Paraghiaia	-8.40	-2.10	-0.83	1.65	-15.61		
Zavorra a tergo	-3.93	-1.48	-8.86	17.72	-82.61		
Zavorra lato valle	-1.10	1.40	-0.33	0.66	-0.26		
TOTALE			-25	50	-197		
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.	-0.50	0.00	5.28	10.55	-5.28		
Paramento c.a.	-3.93	-0.08	7.72	15.44	-60.01		
Cordolo in c.a.	-7.18	-0.90	2.09	4.18	-28.08		
Paraghiaia in c.a.	-8.40	-2.10	0.83	1.65	-12.14		
Zavorra a tergo	-3.93	-1.48	8.86	17.72	-56.48		
Zavorra lato valle	-1.10	1.40	0.33	0.66	-1.19		
TOTALE			25	50	-163		
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k_a	k_{AE}	S_b [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.33	234.38	268.53	34	-4.65	-159
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k_a	k_{AE}	S_b [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.32	234.38	289.70	55	-4.65	-257

5.4.3 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G

Vengono considerate nell'analisi, sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, le seguenti condizioni di carico elementari.

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	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	\	\	\	\

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori delle azioni agenti a livello di intradosso della fondazione (impalcato e sottostrutture).

RISULTANTI - rispetto punto G													
		C1			C2			C3			C4a		
		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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato		223	0	67	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura		354	0	81	193	0	285	0	234	-727	33	0	49
Totale		577	0	148	193	0	285	0	234	-727	33	0	49
		C4b			C4c			C4d			C4e		
Impalcato		0	0	0	50	0	15	0	0	0	52	0	16
Sottostruttura		0	50	-234	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale		0	50	-234	50	0	15	0	0	0	52	0	16
		C5			C6			C7			C8		
Impalcato		0	12	-93	0	11	-87	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale		0	12	-93	0	11	-87	0	0	0	0	0	0
		CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
Impalcato		-11	44	-345	11	44	-338	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura		-25	50	-197	25	50	-163	0	34	-159	0	55	-257
Totale		-36	94	-541	36	94	-501	0	34	-159	0	55	-257

5.4.4 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo.

Carico	COMB. STR											
	Massimizzazione compressione								Massimizzazione trazione			
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	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	1.35	1.35	1.35	1.35
C4a	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	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	1.35	1.35	1.35	1.35
C4c	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01
C4e	0.00	0.00	1.35	1.35	0.54	0.54	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	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	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	0.90	0.90	0.90	0.90
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	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	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	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	0.00	0.00	0.00

	Sismica - STR				Rara				Frequente		Quasi permanente	
	Traffico +k _v (max comp)	Traffico +k _v (max traz)	Traffico -k _v (max comp)	Traffico -k _v (max traz)	no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico
Carico	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
C1	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
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4b	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	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
C8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Si riportano di seguito le azioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione G.

	COMB. STR											
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
N _{Ed}	972	1084	1154	1221	1095	1162	1045	1112	770	907	848	798
V _{Ed}	400	400	400	400	416	416	416	416	400	400	416	416
M _{Ed}	-930	-765	-823	-723	-966	-866	-981	-881	-982	-941	-1083	-1098

	Sismica - STR				Rara				Frequente		Quasi permanente		
	Traffico +k _v (max comp)	Traffico +k _v (max traz)	Traffico -k _v (max comp)	Traffico -k _v (max traz)	no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
833	806	761	734	770	905	828	861	770	853	770	797	[kN/m]	
405	405	384	384	296	296	308	308	283	283	256	256	[kN/m]	
-1170	-1186	-1112	-1128	-615	-536	-690	-642	-556	-502	-427	-412	[kNm/m]	

Tali azioni, definite per metro di lunghezza e determinate all'intradosso della fondazione, sono utilizzate per le verifiche con il metodo delle curve caratteristiche (vedi relazione di calcolo geotecnica).

5.4.5 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G, definite mediante il metodo delle curve caratteristiche (vedi relazione di calcolo geotecnica).

	COMB. STR											
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
N _{Ed}	972	1084	1154	1221	1095	1162	1045	1112	770	907	848	798
V _{Ed}	284	301	295	305	290	301	289	299	279	283	278	276
M _{Ed}	-438	-348	-379	-323	-434	-378	-441	-385	-470	-445	-500	-507

	Sismica - STR				Rara				Frequente		Quasi permanente		
	Traffico +k _v (max comp)	Traffico +k _v (max traz)	Traffico -k _v (max comp)	Traffico -k _v (max traz)	no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
833	806	761	734	770	905	828	861	770	853	770	797	[kN/m]	
263	261	256	254	253	260	252	257	251	256	247	248	[kN/m]	
-567	-575	-568	-576	-432	-385	-452	-427	-418	-387	-392	-380	[kNm/m]	

5.4.5.2 Calcolo delle sollecitazioni nelle sezioni 1 e 2

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni (taglio e momento flettente) agenti nelle sezioni di stacco dell'avanzaterra (sezione 1) e retrozattera (sezione 2). Le sollecitazioni sono desunte considerando per i suddetti elementi strutturali uno schema statico di mensola incastrata in corrispondenza del paramento.

	COMB. STR											
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
N _{Ed} [kN/m]	972	1084	1154	1221	1095	1162	1045	1112	770	907	848	798
M _{Ed} [kNm/m]	438	348	379	323	434	378	441	385	470	445	500	507
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	0.45	0.32	0.33	0.26	0.40	0.33	0.42	0.35	0.61	0.49	0.59	0.64
	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)
σ _N [kN/m ²]	211.27	235.64	250.80	265.49	237.99	252.68	227.10	241.79	167.38	197.23	184.41	173.52
σ _M [kN/m ²]	124.17	98.65	107.35	91.47	123.09	107.20	125.10	109.21	133.25	126.07	141.80	143.81
σ _A [kN/m ²]	335.44	334.29	358.16	356.96	361.08	359.88	352.20	351.01	300.62	323.29	326.21	317.34
σ _B [kN/m ²]	87.11	136.99	143.45	174.02	114.91	145.48	102.01	132.58	34.13	71.16	42.62	29.71
u [m]	1.85	1.98	1.97	2.04	1.90	1.97	1.88	1.95	1.69	1.81	1.71	1.66
σ _A * [kN/m ²]	335.44	334.29	358.16	356.96	361.08	359.88	352.20	351.01	300.62	323.29	326.21	317.34
σ _B * [kN/m ²]	87.11	136.99	143.45	174.02	114.91	145.48	102.01	132.58	34.13	71.16	42.62	29.71

	Sismica - STR				Rara				Frequente		Quasi permanente	
	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)	no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
N _{Ed} [kN/m]	833	806	761	734	770	905	828	861	770	853	770	797
M _{Ed} [kNm/m]	567	575	568	576	432	385	452	427	418	387	392	380
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	0.68	0.71	0.75	0.79	0.56	0.43	0.55	0.50	0.54	0.45	0.51	0.48
	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e>(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)	e≤(B/6)
σ _N [kN/m ²]	181.12	175.26	165.35	159.49	167.38	196.66	180.00	187.17	167.38	185.38	167.38	173.23
σ _M [kN/m ²]	160.76	163.00	161.14	163.38	122.63	109.18	128.21	121.16	118.39	109.85	111.09	107.72
σ _A [kN/m ²]	341.88	338.26	326.49	322.88	290.01	305.84	308.21	308.33	285.77	295.23	278.47	280.96
σ _B [kN/m ²]	20.36	12.26	4.21	-3.89	44.75	87.48	51.78	66.01	48.99	75.53	56.29	65.51
u [m]	1.62	1.59	1.55	1.51	1.74	1.87	1.75	1.80	1.76	1.85	1.79	1.82
σ _A * [kN/m ²]	341.88	338.26	326.49	322.92	290.01	305.84	308.21	308.33	285.77	295.23	278.47	280.96
σ _B * [kN/m ²]	20.36	12.26	4.21	0.00	44.75	87.48	51.78	66.01	48.99	75.53	56.29	65.51

(C1): Pesì propri - strutturali e non						
Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	45	41	-0.90	-0.83	-41	-34
Zavorra lato 1	7	0	-0.90	0.00	-6	0
Totale	52	41			-47	-34
(C2): Zavorra stabilizzante						
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	193	-0.83	-159			
(C4): Sovraccarico accidentale						
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Componente verticale	33.00	-0.83	-27.23			
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non						
				k _h	0.092	
				k _v	0.046	
Sisma diretto verso l'alto: - kv						
Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-2	-2	-0.90	-0.83	2	2
Zavorra lato 1	0	0	-0.90	0.00	0	0
Totale	-2	-2			2	2
Sisma diretto verso il basso: + kv						
Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	2	2	-0.90	-0.83	-2	-2
Zavorra lato 1	0	0	-0.90	0.00	0	0
Totale	2	2			-2	-2
Sisma diretto verso il basso: + kv						
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	9	-0.83	-7			

(C9): Reazioni terreno												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
σ_1 [kN/m ²]	238.26	257.09	274.14	285.38	264.75	275.99	254.30	265.53	196.34	224.63	215.24	204.79
σ_2 [kN/m ²]	176.18	207.77	220.46	239.64	203.21	222.39	191.75	210.93	129.72	161.60	144.34	132.88
H_1 [kN/m]	516	532	569	578	563	572	546	555	447	493	487	470
M_1 [kNm/m]	491	500	535	540	533	538	518	522	431	470	469	453
H_2 [kN/m]	217	284	300	341	262	303	242	283	135	192	154	134
M_2 [kNm/m]	159	219	230	267	196	233	180	216	90	138	104	87
Carico												
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
C9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	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	0.00	0.00	0.00	0.00
$H_{Ed,1}$ [kN/m]	-446	-462	-499	-508	-493	-502	-475	-484	-395	-441	-435	-418
$M_{Ed,1}$ [kNm/m]	428	436	471	476	470	474	454	459	384	423	422	406
$H_{Ed,2}$ [kN/m]	-32	-76	7	-20	-31	-57	-51	-77	-99	-42	-80	-100
$M_{Ed,2}$ [kNm/m]	-46	-79	-12	-31	-45	-65	-62	-82	-103	-55	-89	-106
(C9): Reazioni terreno												
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
σ_1 [kN/m ²]	216.07	210.70	200.38	195.00	194.04	220.39	207.87	213.51	193.11	209.26	191.53	196.65
σ_2 [kN/m ²]	135.69	129.20	119.81	113.28	132.72	165.81	143.76	152.93	133.92	154.33	135.98	142.79
H_1 [kN/m]	502	494	474	466	436	474	464	470	431	454	423	430
M_1 [kNm/m]	486	479	461	454	418	449	445	448	413	432	404	410
H_2 [kN/m]	129	117	102	90	146	209	161	181	151	190	159	172
M_2 [kNm/m]	80	70	58	48	101	155	112	129	105	139	113	124
Carico												
C1	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
C4a	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$H_{Ed,1}$ [kN/m]	-448	-439	-424	-416	-383	-421	-412	-417	-379	-402	-371	-378
$M_{Ed,1}$ [kNm/m]	437	430	416	409	371	402	398	401	366	385	357	363
$H_{Ed,2}$ [kN/m]	-114	-119	-137	-142	-88	-58	-73	-87	-83	-69	-76	-69
$M_{Ed,2}$ [kNm/m]	-120	-125	-139	-144	-92	-66	-81	-91	-88	-75	-81	-75

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE					
Sezione 1 - lato valle (AVANZATTEA)					
Sezione 2 - lato strada (RETROZATTEA)					
Momenti positivi tendono fibre inferiori					
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H_{Ed}	-395			
	MIN H_{Ed}	-508			
	MAX M_{Ed}	476	402	385	363
	MIN M_{Ed}	384	371	366	357
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H_{Ed}	7			
	MIN H_{Ed}	-142			
	MAX M_{Ed}	-12	-66	-75	-75
	MIN M_{Ed}	-144	-92	-88	-81

5.4.5.3 Verifica strutturale dell'avanzattera (sezione 1)

Si effettuano le verifiche della soletta di fondazione – avanzattera – sezione 1, considerando lo spessore di 1.00m in corrispondenza del paramento.

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø14/25cm
- Armatura inferiore: Ø26/12.50cm
- Armatura a taglio: Ø16/25cm + Ø26/50cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro
- **Verifica a flessione della sezione di incastro**

Titolo: 97T_Verifica plinto fondazione_Sez.1

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3,2
2	42,47	96,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 476 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali: acciaio an cls anni 60

Calcolo: Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
 Tipo flessione Retta Deviata

Calcoli: $M_{xRd} = 1.460$ kN m, $\sigma_c = -24,21$ N/mm², $\sigma_s = 368,4$ N/mm², $\epsilon_c = 3,5$ ‰, $\epsilon_s = 46,01$ ‰, $d = 96,2$ cm, $x = 6,801$, $x/d = 0,0707$, $\delta = 0,7$

Parametri: N° rett. 100, L_o 0 cm, Col. modello, Precompresso

• Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0
f_{cd} [MPa] =	24.21	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	368.40	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1000	Altezza della sezione	
d [mm] =	962	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	45	inclinazione armatura	0.78539816
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cot\alpha$ =	1		
$\cot\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	5059.19	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	804.25	Ø16/12.5	area staffe
s [mm] =	500		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1269.79	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1269.79	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	508.00	Sollecitazione di progetto SLU	
Verificato			

5.4.5.4 Verifica strutturale della retrozattera (sezione 2)

Si effettuano le verifiche della soletta di fondazione – retrozattera – sezione 2, considerando lo spessore di 1.00m in corrispondenza del paramento.

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø14/25cm
- Armatura inferiore: Ø26/12.50cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro
- Verifica a flessione della sezione di incastro

Titolo: 97T_Verifica plinto fondazione_Sez.1

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3,2
2	42,47	96,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} -144 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 acciaio an cls anni 60
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 368,4 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24,21
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,842 ‰ σ_{c,adm} 2,25
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} -225,3 kN m
 σ_c -24,21 N/mm²
 σ_s 368,4 N/mm²
 ε_c 2,34 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 96,8 cm
 x 3,243 x/d 0,0335
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

• Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018		
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
R_{ck} [MPa] =		f_{ck} [MPa] =
f_c [MPa] =	24.21	da indagini
f_{ctk} [MPa] =		
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)
f_y [MPa] =	368.40	da indagini
<i>Condizione di verifica</i>		
H [mm] =	1000	Altezza della sezione
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe
ϕ_{long} [mm] =	14	Diametro barre longitudinali
n_{barre_long}	4.00	Numero barre longitudinali
d [mm] =	968	Altezza utile della sezione
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.45	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2
A_{sl} [mmq]=	615.75	Area armatura longitudinale in trazione
ρ_l =	0.0006	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$
v_{min} =	0.3021	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$
<i>Calcolo del contributo della sezione compressa</i>		
A_c [mmq] =	1000000	Area della sezione
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.00	tensione nella sezione
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	4.84	Tensione massima in compressione utilizzabile
σ_{cp} [MPa] =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo
V_{comp} [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$
V_R [kN] =	195.12	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	292.44	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$
V_{Rd} [kN] =	292.44	Resistenza di progetto
V_{Sdu} [kN] =	142.00	Sollecitazione di progetto SLU
	Verificato	

5.4.6 Analisi strutturale del paramento

5.4.6.1 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato, per metro lineare di spalla e ottenuti da un'analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento M_z è riferito alla sezione di incastro del paramento).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO PARAMENTO		SOLLECITAZIONI VERIFICA PARAMENTO		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-6.8	-0.225	188	0	42
Cordolo	-6.8	-0.225	0	0	0
FOA	-6.8	-0.225	0	0	0
Guardrail	-6.8	-0.225	0	0	0
Pavimentazione	-6.8	-0.225	35	0	8
Vento	-6.8	-0.225	0	0	0
Neve	-6.8	-0.225	0	0	0
Tandem 1	-6.8	-0.225	50	0	11
Tandem 2	-6.8	-0.225	0	0	0
Distribuito	-6.8	-0.225	52	0	12
Frenatura	-6.8	-0.225	0	12	-81
Resistenza passiva dei vincoli	-6.8	-0.225	0	11	-76
Sisma dir. oriz.	-6.8	-0.225	0	44	-298
Sisma dir. vert.	-6.8	-0.225	11	0	3

Le azioni agenti sulle sottostrutture risultano (per metro lineare di spalla):

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesì propri - strutturali e non							
Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Paramento	-2.93	0.00	168.19	0.00	0.00		
Cordolo in c.a.	-6.18	-0.83	45.50	0.00	37.54		
Paraghiaia	-7.40	-2.03	18.00	0.00	36.45		
TOTALE			232	0	74		
(C2): Zavorra stabilizzante							
Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Zavorra a tergo	0.00	0.00	0	0	0		
(C3): Spinta delle terre - attiva							
			H_{SPINTA} [m]	8.30			
Comb.	k_a	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-2.77	0.00	0	187	-516	
(C4): Sovraccarico accidentale							
			q [kN/m ²]	20			
Componente verticale		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	0.00	0	0	0	
Componente orizzontale		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4b)		-4.15	0.00	0	45	-187	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.092			
			k_v	0.046			
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Paramento	-2.93	0.00	-7.72	15.44	-45.15		
Cordolo in c.a.	-6.18	-0.83	-2.09	4.18	-27.51		
Paraghiaia	-7.40	-2.03	-0.83	1.65	-13.90		
Zavorra a tergo	-2.93	-1.40	0.00	17.72	-51.83		
TOTALE			-11	39	-138		
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Paramento c.a.	-2.93	0.00	7.72	15.44	-45.15		
Trave in c.a.	-6.18	-0.83	2.09	4.18	-24.06		
Paraghiaia in c.a.	-7.40	-2.03	0.83	1.65	-10.55		
Zavorra a tergo	-2.93	-1.40	0.00	17.72	-51.83		
TOTALE			11	39	-132		
(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_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.33	186.69	213.88	27	-4.15	-113
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.32	186.69	230.75	44	-4.15	-183

5.4.6.2 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nella sezione P

Vengono considerate nell'analisi, sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, le seguenti condizioni di carico elementari.

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	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 (+kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori delle azioni agenti nella sezione di incastro del paramento (sezione P).

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	223	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	232	0	74	0	0	0	0	187	-516	0	0	0
Totale	455	0	124	0	0	0	0	187	-516	0	0	0
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	50	0	11	0	0	0	52	0	12
Sottostruttura	0	45	-187	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	45	-187	50	0	11	0	0	0	52	0	12
RISULTANTI	C5			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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	12	-81	0	11	-76	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	12	-81	0	11	-76	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			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]	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	-11	44	-300	11	44	-295	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-11	39	-138	11	39	-132	0	27	-113	0	44	-183
Totale	-22	83	-438	22	83	-427	0	27	-113	0	44	-183

5.4.6.3 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto P

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo.

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	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	1.35	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	1.35	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	0.90	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		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
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	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	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	0.60	0.60	0.60	0.60	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
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

Si riportano di seguito le azioni di calcolo risultanti nella sezione di incastro del paramento (sezione P).

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N _{Ed} [kN/m]	614	751	692	642	455	592	533	483	497	453
V _{Ed} [kN/m]	328	328	344	344	328	328	344	344	334	317
M _{Ed} [kNm/m]	-884	-853	-975	-987	-927	-897	-1019	-1030	-1110	-1052

DESCRIZIONE	Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18
N _{Ed} [kN/m]	455	556	513	476	455	513	455	475
V _{Ed} [kN/m]	243	243	255	255	232	232	207	207
M _{Ed} [kNm/m]	-655	-632	-723	-731	-608	-595	-505	-501

Il metodo delle curve caratteristiche consente di definire l'azione agente nel tirante per l'i-esima combinazione di carico. Tale azione viene ora introdotta al fine di definire le sollecitazioni nella sezione d'incastro del paramento con le quali condurre le verifiche strutturali.

h _{tiranti} [m]	3.25	da sezione incastro paramento								
i _{tiranti} [m]	0.75									
n _{tiranti}	30.00									
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T _{Ed} [tiro/m]	124	119	141	143	129	125	147	149	153	138
V _{Ted} [kN/m]	116	111	132	134	120	117	137	139	143	129
M _{Ted} [kNm/m]	376	361	428	434	391	379	446	452	464	419

Azioni di calcolo definite in presenza di tiranti passivi nella sezione di incastro P

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N _{Ed}	614	751	692	642	455	592	533	483	497	453
V _{Ed}	212	209	203	201	199	203	197	195	181	179
M _{Ed}	-508	-492	-548	-553	-536	-517	-573	-578	-646	-634

h _{tiranti} [m]								
i _{tiranti} [m]								
n _{tiranti}								
Comb.	11	12	13	14	15	16	17	18
T _{Ed} [tiro/m]	46	43	60	61	35	33	9	9
V _{TEd} [kN/m]	43	40	56	57	33	31	8	8
M _{TEd} [kNm/m]	140	130	182	185	106	100	27	27
Azioni di calcolo definite in <i>presenza</i> di tiranti passivi nella sezione di incastro P								
	Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18
N _{Ed}	455	556	513	476	455	513	455	475
V _{Ed}	197	200	195	194	197	199	198	198
M _{Ed}	-515	-501	-541	-546	-502	-495	-478	-474

5.4.6.4 Verifica strutturale del paramento – sezione P

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine:

- la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm;
- la nervatura della spalla e una porzione di anima collaborante pari all'interasse tra due nervature adiacenti (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale:
 - d'estremità nella nervatura: 10Ø30
 - lungo la nervatura: (2+2)Ø20
 - lato terra nell'anima: 2Ø20+1Ø16/12.50
 - lato strada nell'anima: 4Ø24 + 1Ø12/12.50
 - lato terra nel placcaggio: 1Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
 - lato strada nel placcaggio: 1Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
- Armatura a taglio: staffe (Ø10+Ø12)/25

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (P)
- Verifica a taglio della sezione di incastro (P)

• Verifica a flessione in P

Verifica C.A. S.L.U. - File: 97T_Verifica a flessione_paramento (P)

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

Titolo : 97T_Verifica paramento_Sezione P

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	800	50
2	800	50
3	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,13	15
2	25,13	35
3	85,95	54
4	126,92	96
5	6,28	155,1
6	6,28	215,1

Tipologia 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 yN

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 acciaio an: E_{su} ‰, f_{yd} N/mm², E_s N/mm², E_s/E_c ‰, E_{syd} ‰, σ_{s,adm} N/mm²
 cls anni 60: ε_{c2} ‰, ε_{cu} ‰, f_{cd} ‰, f_{cc}/f_{cd} ‰, σ_{c,adm} ‰, τ_{co} ‰, τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

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

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 Precompresso

• Verifica a taglio in P

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0
f_{cd} [MPa] =	24.21	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	368.40	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	2300	Altezza della sezione	
d [mm] =	2260	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	8489.76	Resistenza a compressione bielle	
		= $0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	383.27	Ø12+Ø10	area staffe
s [mm] =	250		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	2872.18	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	2872.18	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1696.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

5.4.6.5 Verifica strutturale del paramento – sezione T

Le tabelle seguenti mostrano le sollecitazioni caratteristiche agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T), a circa 3.25m dalla sezione di incastro del paramento (posizione del tirante equivalente ovvero posizione intermedia tra i tiranti previsti).

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	223	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	138	0	74	0	0	0	0	69	-116	0	0	0
Totale	361	0	124	0	0	0	0	69	-116	0	0	0

RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	50	0	11	0	0	0	52	0	12
Sottostruttura	0	27	-69	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	27	-69	50	0	11	0	0	0	52	0	12

RISULTANTI	C5			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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	12	-42	0	11	-40	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	12	-42	0	11	-40	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			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]	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	-11	44	-158	11	44	-153	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-6	20	-41	6	20	-34	0	10	-25	0	16	-41
Totale	-18	64	-199	18	64	-187	0	10	-25	0	16	-41

Le tabelle seguenti mostrano le combinazioni di calcolo e le sollecitazioni di calcolo agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T).

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	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	1.35	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	1.35	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	0.90	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		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
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	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	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	0.60	0.60	0.60	0.60	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
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	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N _{Ed}	488	625	566	516	361	499	440	390	399	364
V _{Ed}	145	145	161	161	145	145	161	161	166	160
M _{Ed}	-136	-105	-175	-187	-180	-149	-219	-230	-269	-265

DESCRIZIONE	Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18
N _{Ed}	361	463	419	382	361	419	361	382
V _{Ed}	108	108	120	120	101	101	86	86
M _{Ed}	-101	-78	-130	-138	-84	-71	-46	-41

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine:

- la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm;
- la nervatura della spalla e una porzione di anima collaborante pari all'interasse tra due nervature adiacenti (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale:
 - d'estremità nella nervatura: 4Ø24
 - lungo la nervatura: (2+2)Ø20
 - lato terra nell'anima: 2Ø20+Ø10/25
 - lato strada nell'anima: 4Ø20+Ø10/12.50
 - lato terra nel placcaggio: Ø24/20
 - lato strada nel placcaggio: Ø24/20
- Armatura a taglio:
 - staffe (Ø10+Ø12)/25

- Verifica a flessione in T

Verifica C.A. S.L.U. - File: 97T_Verifica a flessione_paramento (T)

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

TITOLO : 97T_Verifica paramento_Sezione T

N° figure elementari 3 Zoom N° strati barre 7 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	800	50
2	800	50
3	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	180,96	15
2	180,96	35
3	59,69	54
4	29,85	96
5	6,28	155,1
6	6,28	215,1

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 2888 0 kN
 M_{xEd} 2152 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100

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

Precompresso

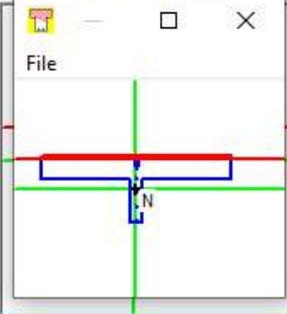
Materiali

acciaio an1 cls anni 60

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 368,4 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24,21 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,842 ‰ σ_{c,adm} 2,25
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 10.992 kN m

σ_c -24,21 N/mm²
 σ_s 368,4 N/mm²
 ε_c 2,929 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 275,1 cm
 x 11,44 x/d 0,04158
 δ 0,7



• Verifica a taglio in T

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0
f_{cd} [MPa] =	24.21	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	368.40	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	2300	Altezza della sezione	
d [mm] =	2263	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	8501.03	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	383.27	Ø12+Ø10	area staffe
s [mm] =	250		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	2875.99	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	2875.99	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1328.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

VERIFICA A PUNZONAMENTO E.C.2	
Rif. UNI EN 1992-1-1:2005	
<i>Materiali</i>	
Rck [MPa] =	35
fck [MPa] =	29.05
fcd [MPa] =	16.46 (c.a. $\gamma_c=1,5$)
$v = 0,6[1-f_{ck}/250]$	0.53
Acciaio	Feb44k
fywd [MPa] =	373.91 (Feb44k $\gamma_s=1,15$)
<i>Dati geometrici</i>	
A [mm]=	400 lato pilastro
B [mm]=	400 lato pilastro
d[mm]=	208 Altezza utile della sezione in calcestruzzo
figura 6.13 Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate	
u ₀ [mm]=	1600 perimetro critico sul pilastro
u ₁ [mm]=	4212 perimetro critico di punzonamento
β	1.15 Coefficiente di eccentricità di carico (1.00-1.15-1.40-1.50)
<i>- Verifiche di resistenza sul perimetro del pilastro</i>	
V _{Ed} [kN] =	123.00 Forza di taglio sollecitante
v _{Ed} [MPa] =	0.43 = $\beta V_{Ed}/u_0 d$
v _{Rd,max} = 0,5v _{fcd} [MPa]=	4.36
Verifica: v _{Rd,max} > v _{Ed} Verificato	
<i>- Verifiche di resistenza per solo cls sul perimetro a 2d</i>	
As,x [mm ²]=	2262 Area dell'armatura tesa disposta in direzione x
As,y [mm ²]=	2262 Area dell'armatura tesa disposta in direzione y
$\rho_{1x} = A_{s,x}/[(A+3dx2)d]$	0.6599% Rapporto geometrico d'armatura in direzione x
$\rho_{1y} = A_{s,y}/[(B+3dy2)d]$	0.6599% Rapporto geometrico d'armatura in direzione y
$k = (1+(200/d)^{0.5}) \leq 2$	1.981
$\rho_1 = (\rho_{1x}\rho_{1y})^{0.5} \leq 0,02$	0.6599% Rapporto ideale d'armatura
C _{Rd,c} ($\gamma_c=1,5$)=0,18/ γ_c	0.12
v _{min} = 0,035k ^(2/3) f _{ck} ^{0.5}	0.2975
V _{Ed,red} [kN] =	123.00 Forza di taglio sollecitante
v _{Ed} [MPa] =	0.16 = $\beta V_{Ed}/(u_1 d)$
v _{Rd,c} [MPa] =	0.64 = $C_{Rd,c} k(100\rho_1 f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$
Verifica: v _{Rd,c} > v _{Ed} Verificato	

5.4.7 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] = 1.80
 B_{paragh} [m] = 0.40

Caratteristiche Terreno

γ = 20 kN/mc
 Φ = 35 ° = 0.611 rad
 k_a = 0.27
 $h_{terreno\ spinta}$ = 1.80 m

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

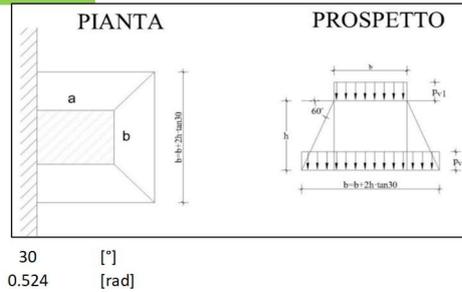
N 18.00 kN/m

2) Spinta Terreno

S_t 8.78 kN/m --> spinta distribuita
M_t 5.27 kNm/m --> momento distribuito

3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo



30 [°]
 0.524 [rad]

Carichi

2Q_{1k} 600 kN
q_{1k} 9 kN/mq

Impronta di Carico

a 2.20 m
b 3.00 m
a' 3.24 m
b' 5.08 m

v. Par. C5.1.3.3.5.1
 Circolare 21/01/2019

Pressioni su paraghiaia

P₁(verticale) 99.91 MPa
P₂(verticale) 45.47 MPa
σ₁(orizzontale) 27.07 MPa
σ₂(orizzontale) 12.32 MPa

Azioni

S_{H2} 22.18 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
S_{H1} 13.28 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
S_H 35.46 kN/m --> spinta totale
M_{SH} 35.89 kNm/m --> momento totale

3.2) Azione di frenata

Q_{1k} 300 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
F_r=0,6Q_{1k} 180 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
S_f 27.27 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a L = w + 2xh_{paragh})
M_f 49.09 kNm/m --> momento distribuito

Azioni caratteristiche nella sezione di incastro

C.C.	N _{Ed} [kN/m]	V _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	18	0	0
C2	0	9	5
C3.1	0	35	36
C3.2	300	27	49

Combinazioni di calcolo

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C3.1	1.35	1.01	1.00	0.75	0.75	0.00
C3.2	0.00	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo nella sezione di incastro

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
N_{Ed} [kN/m]	18	423	18	318	18	18
V_{Ed} [kN/m]	60	85	44	63	35	9
M_{Ed} [kNm/m]	56	110	41	81	32	5

Verifica C.A. S.L.U. - File: 97T_Verifica a flessione_paraghiaia

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

Titolo : 97T_Verifica paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,32	3,2
2	12,32	36,8

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 423 0 kN
 M_{xEd} 110 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
 Aq 50 C16/20
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 278,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 9,067 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,392 ‰ σ_{c,adm} 7,25
 σ_{s,adm} 160 N/mm² τ_{co} 0,4667
 τ_{c1} 1,543

M_{xRd} 189,7 kN m
 σ_c -9,067 N/mm²
 σ_s 278,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 18,87 ‰
 d 36,8 cm
 x 5,758 x/d 0,1565
 δ 0,7

NTC 2018			
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =		f_{ck} [MPa] =	
f_c [MPa] =	24.21	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =			
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_y [MPa] =	368.40	da indagini	
<i>Condizione di verifica</i>			
H [mm] =	400	Altezza della sezione	
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo	
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe	
ϕ_{long} [mm] =	14	Diametro barre longitudinali	
n_{barre_long}	8.00	Numero barre longitudinali	
d [mm] =	368	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	1.74	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2	
A_{sl} [mmq]=	1231.50	Area armatura longitudinale in trazione	
ρ_l =	0.0033	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$	
v_{min} =	0.3943	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	
<i>Calcolo del contributo della sezione compressa</i>			
A_c [mmq] =	400000	Area della sezione	
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione	
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.00	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	4.84	Tensione massima in compressione utilizzabile	
σ_{cp} [MPa] =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo	
V_{comp} [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$	
V_R [kN] =	154.08	Resistenza di calcolo	
$V_{R,min}$ [kN] =	145.11	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$	
V_{Rd} [kN] =	154.08	Resistenza di progetto	
V_{Sdu} [kN] =	85.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

6 ANALISI STRUTTURALE DEI MURI ANDATORI

Il presente capitolo riporta le verifiche strutturali condotte sul muro andatore lato Sud Rimini inserito in prossimità dell'allargamento.

6.1 GEOMETRIA

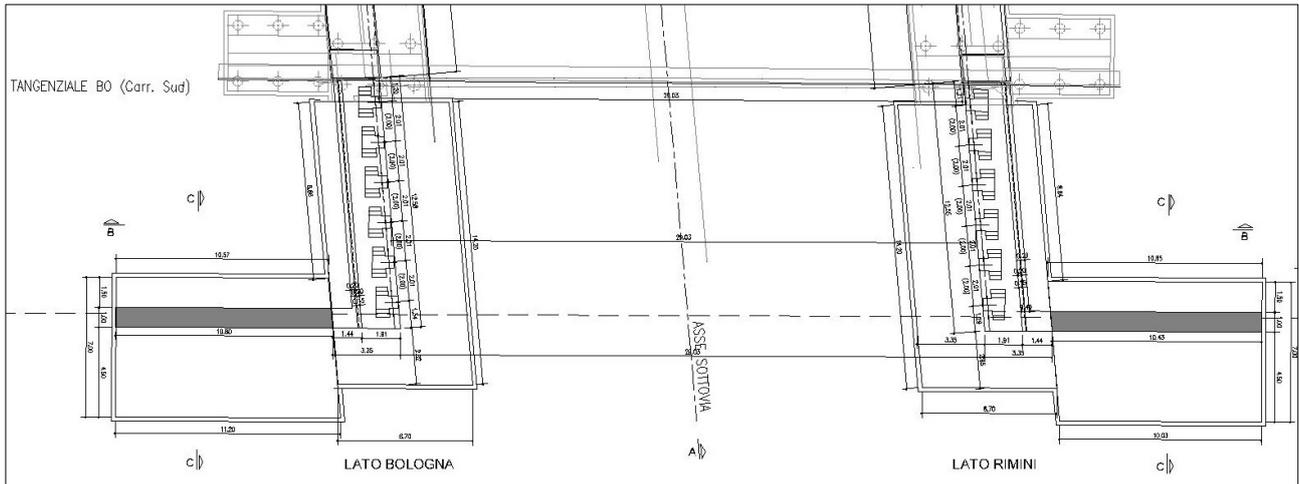


Figura 6-1. Pianta dei muri in corrispondenza ampliamento Sud

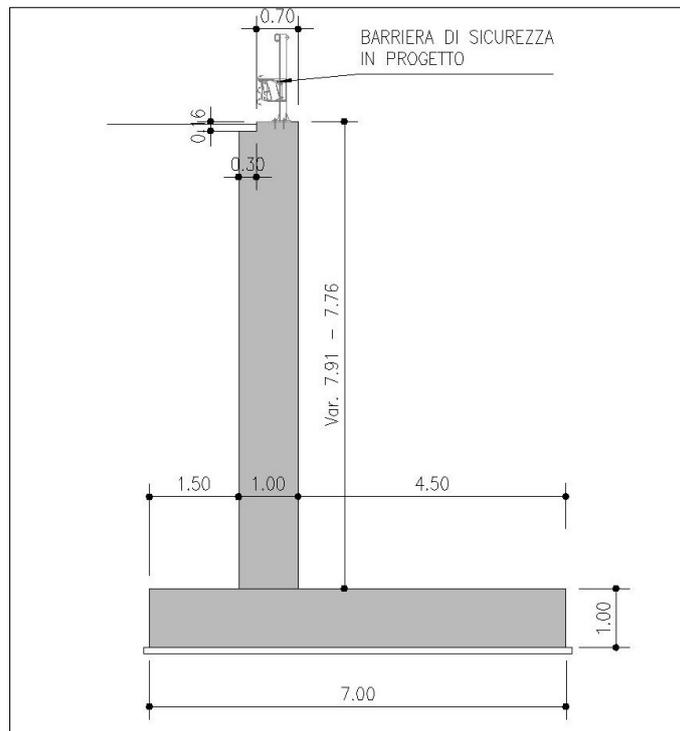


Figura 6-2. Sezione trasversale del muro andatore lato Rimini

6.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi considerati per l'analisi del muro d'ala.

- Peso proprio strutturale
- Carichi permanenti non strutturali (terreno di zavorra)
- Spinta delle terre

Il terreno di rilevato presenta le seguenti caratteristiche: $\gamma = 20\text{kN/m}^3$; $\varphi' = 35^\circ$

Si considera un regime di spinta a riposo per le verifiche strutturali e un regime di spinta attiva per le verifiche geotecniche.

- Sovraccarico accidentale: $q = 20\text{kN/m}^2$
- Vento su barriera antifonica: $H\text{ FOA} = 6.0\text{m}$
- Azione sismica

Si considerano i parametri sismici utilizzati per l'analisi della spalla di cui ai capitoli precedenti. Tuttavia, trattandosi di opera di sostegno su fondazione diretta, si è assunto un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m pari a 0.38 per SLV (vedi cap. cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018).

La componente dinamica della spinta del terreno, in presenza di un evento sismico, è valutata mediante la formula di Mononobe-Okabe.

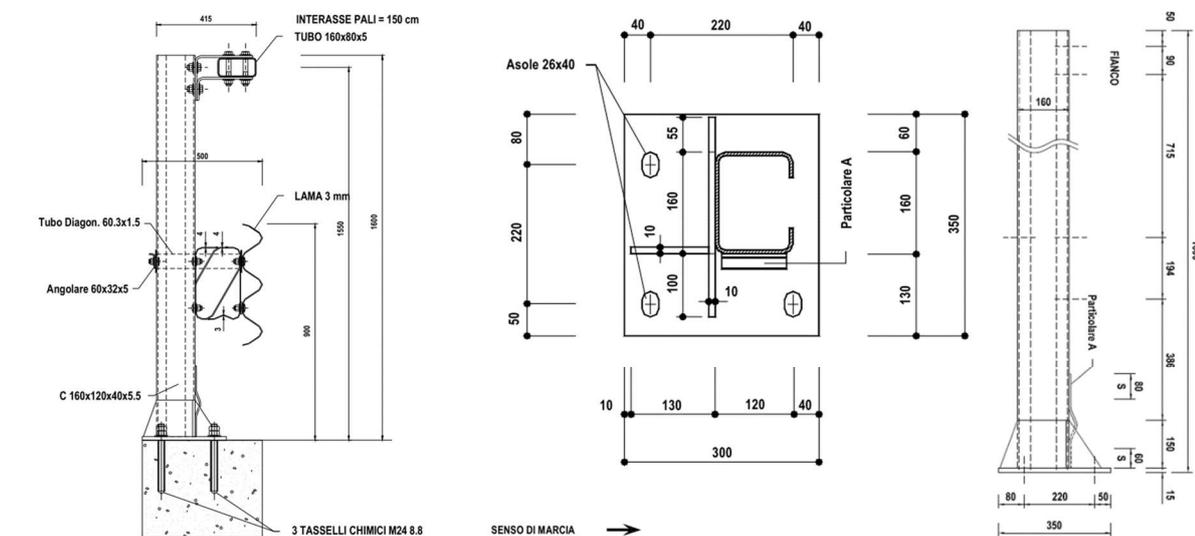
- Urto su curvatura

Si considera la trattazione ed i parametri riportati al cap.3.2.3.4 del presente elaborato.

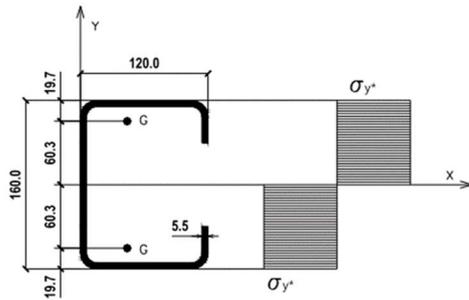
LG03/2020 Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020
 NTC 2018 § 5.1.3.10

Barriera di sicurezza di riferimento: H4BP

L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi ed al cordolo è assunta pari al momento plastico della sezione metallica dello stesso montante in accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018.



Considerando che il montante della barriera di sicurezza è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235, si calcola il momento plastico ipotizzando, in via cautelativa, che tutte le fibre del profilo raggiungano la tensione di snervamento $f_y = 235\text{ MPa}$. In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



Si ha quindi:

$$M_{pl} = A_{sez_mont} \times f_y \times d_g = 34.01 \text{ kNm}$$

$$A_{sez_mont} = 1200 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$d_g = 120.6 \text{ mm}$$

$$F_{urto} = M_{pl} / h^* = 54.85 \text{ kN}$$

$$h = h_C + h_B = 1000 \text{ mm}$$

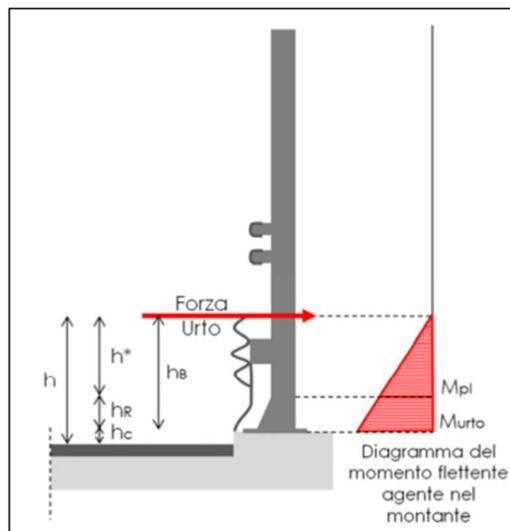
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

$$h_C = 50 \text{ mm}$$

$$h_B = h - h_C = 950 \text{ mm}$$

$$h^* = h - h_R - h_C = 620 \text{ mm}$$

$$M_{urto} = F_{urto} \times h_B = 52.11 \text{ kNm}$$



L'azione sollecitante di progetto è valutata pari dal valore del momento plastico incrementato di un coefficiente di sovraresistenza di 1.50 come indicato nello stesso paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018..

$$V_{urto} = 1.5$$

$$H_{sd} = 82.28 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 78.17 \text{ kNm}$$

Si fa presente che:

- le combinazioni di calcolo sono desunte dal cap.2.5.3 delle NTC2018;
- a favore di sicurezza, la quota della falda è impostata all'intradosso del plinto di fondazione;
- le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento e capacità portante) sono condotte in riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) come indicato al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2018, utilizzando i coefficienti di cui alle Tab.6.2.I, 6.2.II e 6.5.I contenute nelle NTC2018.

6.3 ANALISI E VERIFICHE

I tabulati seguenti riportano le analisi e le verifiche strutturali condotte sul muro andatore lato Sud Rimini.

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	35	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

B [m]	B1 _{medio} [m] (lato valle)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
7.00	1.50	1.00	4.50	8.91	1.00	7.91

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{gdente} [m]
7.91	4.10	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00

H _{sicurvia} [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _c [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	1.50	0.00	10.00	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - Assente

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	0.00	0.00	0.00
Pressione dinamica veicolare	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00

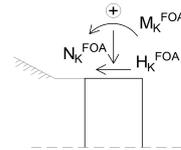


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

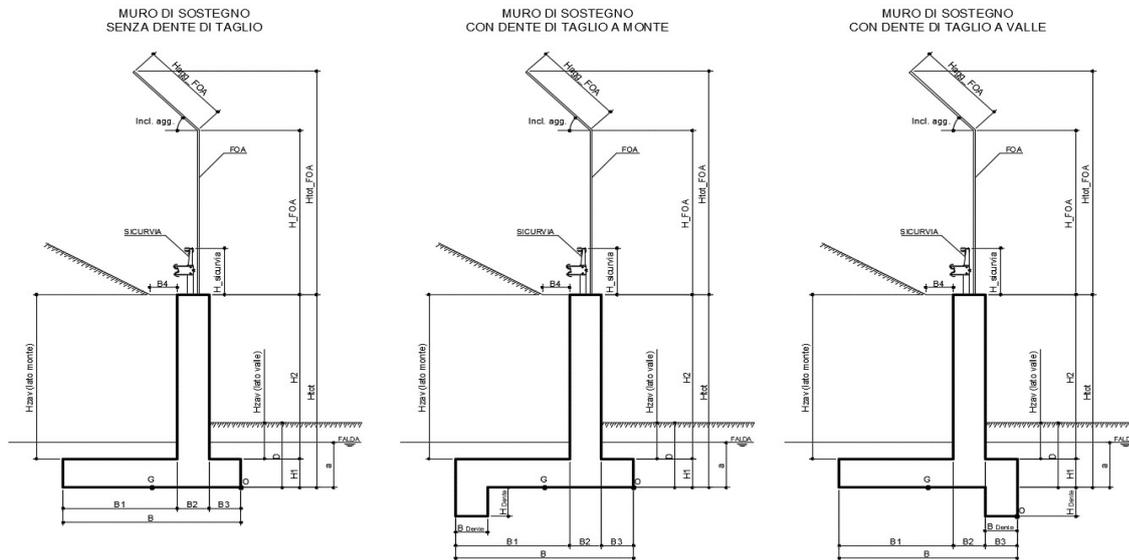


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

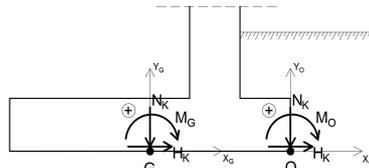


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	175.00	-3.50	0.50	-612.50	0.00	0.50	0.00
Paramento c.a.	25	197.75	-5.00	4.96	-988.75	-1.50	4.96	-296.63
FOA		0.00	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	237.30	-6.25	4.96	-1483.13	-2.75	4.96	-652.58
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-6.50	8.91	0.00	-3.00	8.91	0.00
Zavorra lato valle	20	369.00	-2.25	3.05	-830.25	1.25	3.05	461.25
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-5.00	9.91	0.00	-1.50	9.91	0.00
Totale		979			-3915			-488

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

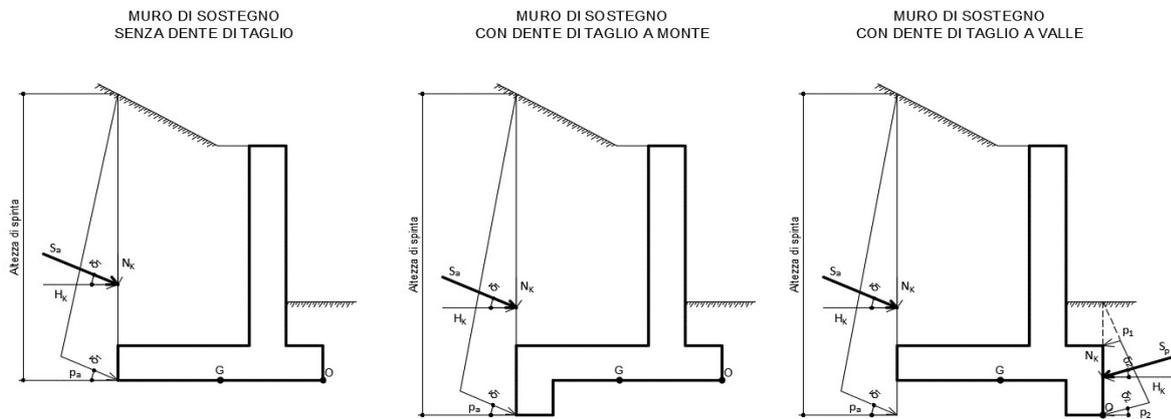


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.91

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	0.244	194.03	76.85	178.16	-7.00	2.97	-8.82

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	194.03	76.85	178.16	-8.82

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.91

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	194.03	76.85	178.16	-3.50	2.97	260.16

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	194.03	76.85	178.16	260.16

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.91

Comb.	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	194.03	76.85	178.16	-3.50	2.97	260.16

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_0	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	194.03	76.85	178.16	260.16

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] 8.91

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	338.53	0.00	338.53	-3.50	2.97	1005.43

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

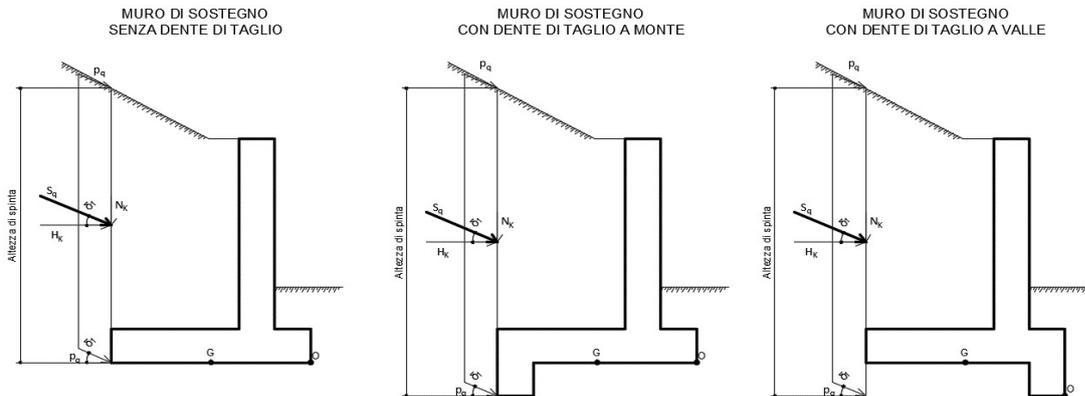


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_G [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
30.00	-6.25	-187.50	-2.75	-82.50

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.91

Comb.	k_0	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	43.55	17.25	39.99	-7.00	4.46	57.41

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.91

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	43.55	17.25	39.99	-3.50	4.46	117.79

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 8.91

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	75.99	0.00	75.99	-3.50	4.46	338.53

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

(da piano stradale)

H_k [kN]	H_{URTO} [m]
82.28	1.00

come da Linee Guida ASP1 come da NTC2018

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
3.00	1.50	12.01	10.00	10.00	24.68	9.91	244.62

n° montanti	L_{diff_concio} [m]	L_{diff_parete} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
3.00	1.50	12.01	10.00	10.00	24.68	9.91	244.62

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00

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

k_h	0.112	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-9.83	19.66	-3.50	0.50	44.25	0.00	0.50	9.83
Paramento c.a.	-11.11	22.22	-5.00	4.96	165.66	-1.50	4.96	126.77
FOA	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-13.33	26.67	-6.25	4.96	215.45	-2.75	4.96	168.79
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.50	8.91	0.00	-3.00	8.91	0.00
Zavorra lato valle	-20.73	0.00	-2.25	3.05	46.65	1.25	3.05	-25.92
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-5.00	9.91	0.00	-1.50	9.91	0.00
Totale	-55	69			472			279

Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	9.83	19.66	-3.50	0.50	-24.58	0.00	0.50	9.83
Paramento c.a.	11.11	22.22	-5.00	4.96	54.55	-1.50	4.96	93.44
FOA	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	13.33	26.67	-6.25	4.96	48.80	-2.75	4.96	95.46
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.50	8.91	0.00	-3.00	8.91	0.00
Zavorra lato valle	20.73	0.00	-2.25	3.05	-46.65	1.25	3.05	25.92
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-5.00	9.91	0.00	-1.50	9.91	0.00
Totale	55	69			32			225

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI MONONOBÉ OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

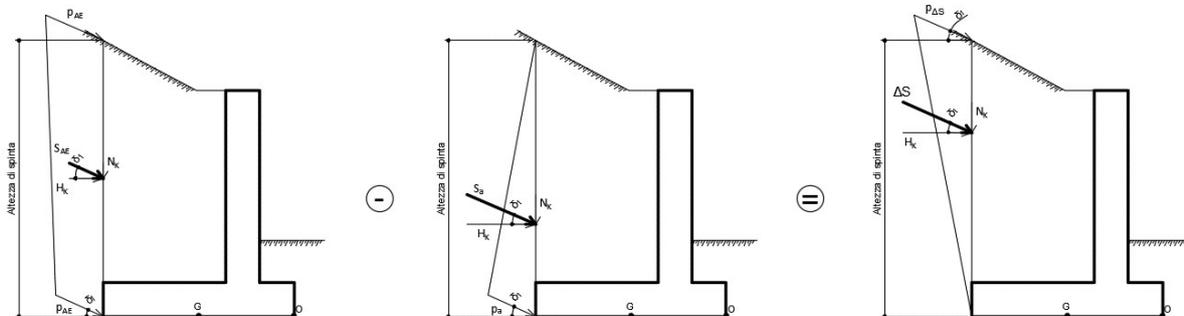


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.370	269.32	75.29
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	29.82	69.13	-7.00	4.46	99.24

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.347	298.74	104.71
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	41.47	96.15	-7.00	4.46	138.02

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.320	239.45	45.42
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	17.99	41.70	-3.50	4.46	122.82

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.311	260.40	66.37
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	26.29	60.94	-3.50	4.46	179.48

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.320	239.45	45.42
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	17.99	41.70	-3.50	4.46	122.82

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.311	260.40	66.37
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	26.29	60.94	-3.50	4.46	179.48

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.320	239.45	45.42
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	45.42	-3.50	4.46	202.33

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.311	260.40	66.37
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	66.37	-3.50	4.46	295.66

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	20
ϕ' [°]	35.00
ϕ' [rad]	0.61
δ_{es} [°]	23.33
δ_{es} [rad]	0.41
δ_{sism} [°]	23.33
δ_{sism} [rad]	0.41
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
k_0	0.426
$k_{a\ es}$	0.244
$k_{a\ sism}$	0.244

peso specifico
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=2/3\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
 angolo che la parete forma con la verticale
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

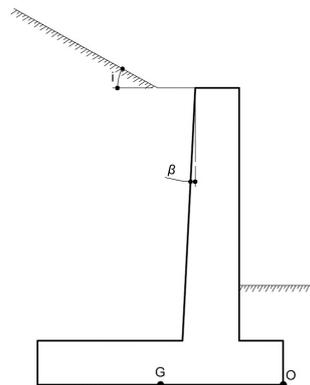


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26.00
ϕ' [rad]	0.45
δ_{es} [°]	13.00
δ_{es} [rad]	0.23
δ_{sism} [°]	13.00
δ_{sism} [rad]	0.23
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	56.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
 peso specifico sommerso
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=1/2\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
 coesione efficace
 resistenza non drenata
 condizioni di esercizio
 si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 97T (Via Zambellini - Via Stalingrado)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: **IV**

CU **2**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **100** anni

Parametri sismici:	Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
	SLV	0.1	949	0.213	0.307	2.439

Categoria di sottosuolo: **C**

Categoria topografica: **T1**

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s ²]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296	2.901

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale	k _h	0.112	0.169
Coefficiente sismico verticale	k _v	0.056	0.084

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.79	0.12	10.43	0.18
δ _{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
φ' _d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.320	0.370
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.90	1.012

k_{AE} - M1	0.320	0.370
----------------------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.07	0.11	8.84	0.15
δ _{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
φ' _d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.31	0.347
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.88	0.963

k_{AE} - M1	0.311	0.347
----------------------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

ANALISI STRUTTURALE DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto G

	C1			C2b			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	979	0	-488	0	339	1005	30	0	-83
	C3 - componente orizzontale (b)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	76	339	0	0	0	0	25	245
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-55	69	279	55	69	225
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	45	202	0	66	296			

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel punto G

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
C3 - orizz. (b)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
N _{Ed} [kN/m]	979	1318	979	1307	924	1034	979	985	979
M _{Ed} [kNm/m]	1327	1057	1200	961	1067	1105	830	813	856
V _{Ed} [kN/m]	554	554	526	526	468	489	378	378	415

Carico	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
C3 - orizz. (b)	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	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	0.00
CS2 (-kV)	0.00	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	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N _{Ed} [kN/m]	1009	979	1002	979	1002	979	985	979	985
M _{Ed} [kNm/m]	774	771	710	771	710	585	569	585	569
V _{Ed} [kN/m]	415	396	396	396	396	354	354	354	354

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	979	1318	979	1307	924	1034	979	985
M_{Ed} [kNm/m]	1327	1057	1200	961	1067	1105	830	813

B/6 [m]	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
e [m]	1.36	0.80	1.23	0.74	1.15	1.07	0.85	0.83
	$e > (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e > (B/6)$	$e \leq (B/6)$				
σ_N [kN/m ²]	139.86	188.25	139.86	186.65	132.01	147.72	139.86	140.72
σ_M [kN/m ²]	162.48	129.40	146.93	117.64	130.65	135.37	101.61	99.59
σ_A [kN/m ²]	302.34	317.65	286.80	304.29	262.66	283.09	241.47	240.31
σ_B [kN/m ²]	-22.61	58.85	-7.07	69.00	1.35	12.36	38.26	41.13
u [m]	2.14	2.70	2.27	2.76	2.35	2.43	2.65	2.67
σ_A^* [kN/m ²]	304.33	317.65	286.98	304.29	262.66	283.09	241.47	240.31
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	58.85	0.00	69.00	1.35	12.36	38.26	41.13
N_{Rd} [kN/m]	2489.47	2698.91	2643.43	2701.30	2697.39	2694.50	2723.52	2724.49

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	979	1009	979	1002	979	1002	979	985
M_{Ed} [kNm/m]	856	774	771	710	771	710	585	569

B/6 [m]	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
e [m]	0.87	0.77	0.79	0.71	0.79	0.71	0.60	0.58
	$e \leq (B/6)$							
σ_N [kN/m ²]	139.86	144.15	139.86	143.08	139.86	143.08	139.86	140.72
σ_M [kN/m ²]	104.82	94.72	94.45	86.88	94.45	86.88	71.66	69.64
σ_A [kN/m ²]	244.68	238.87	234.32	229.96	234.32	229.96	211.52	210.36
σ_B [kN/m ²]	35.05	49.43	45.41	56.20	45.41	56.20	68.21	71.09
u [m]	2.63	2.73	2.71	2.79	2.71	2.79	2.90	2.92
σ_A^* [kN/m ²]	244.68	238.87	234.32	229.96	234.32	229.96	211.52	210.36
σ_B^* [kN/m ²]	35.05	49.43	45.41	56.20	45.41	56.20	68.21	71.09

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	979	985
M_{Ed} [kNm/m]	585	569

B/6 [m]	1.17	1.17
e [m]	0.60	0.58
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	139.86	140.72
σ_M [kN/m ²]	71.66	69.64
σ_A [kN/m ²]	211.52	210.36
σ_B [kN/m ²]	68.21	71.09
u [m]	2.90	2.92
σ_A^* [kN/m ²]	211.52	210.36
σ_B^* [kN/m ²]	68.21	71.09

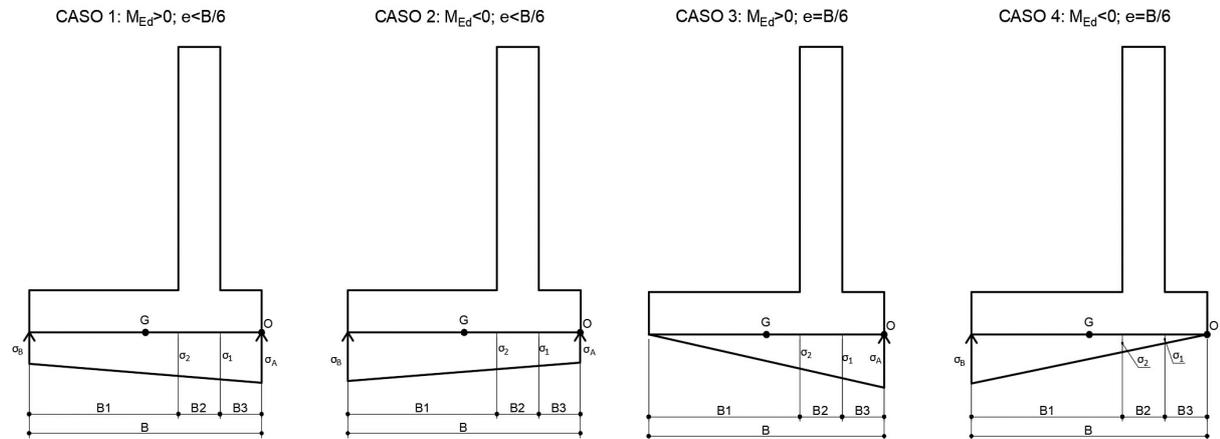


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

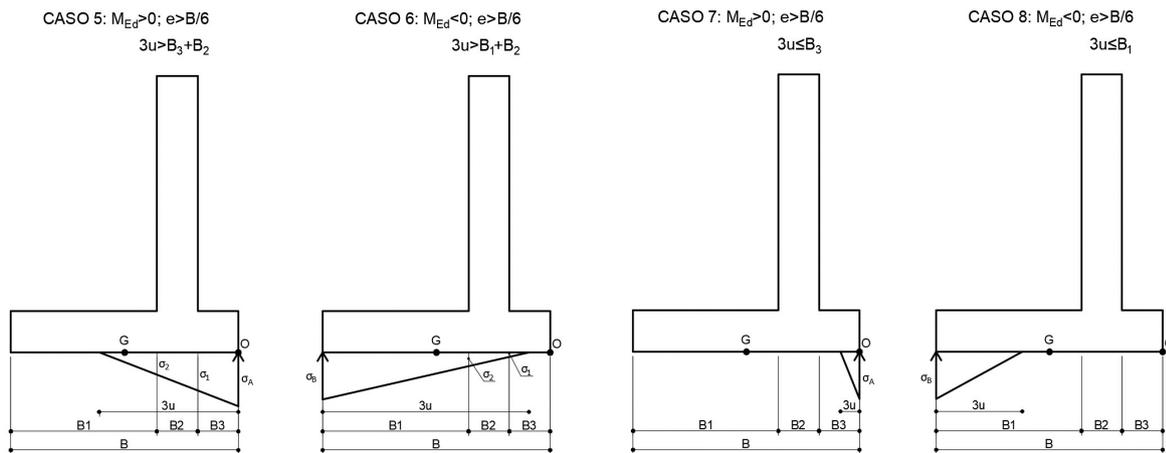


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATERA E RETROZZATERA)

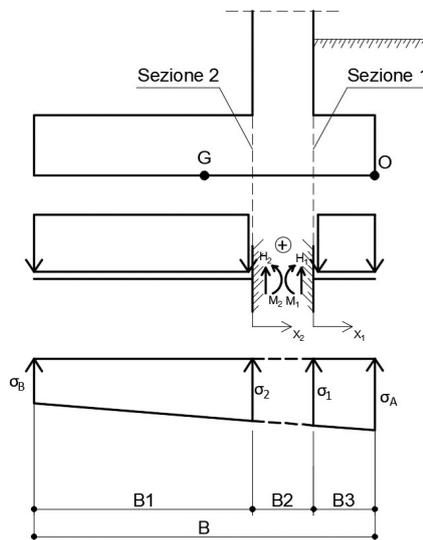


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	113	38	-2.25	-0.75	-253	-28
Zavorra lato monte (costante)	0	237	0.00	-0.75	0	-178
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.00	0	0
Zavorra lato valle	369	0	-2.25	0.00	-830	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	482	275			-1083	-206

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N ₂ [kN/m]	x ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	30.00	-0.75	-22.50

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

k _h	0.112	k _v	0.056
----------------	-------	----------------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-6	-2	-2.25	-0.75	14	2
Zavorra lato monte (costante)	0	-13	0.00	-0.75	0	10
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.00	0	0
Zavorra lato valle	-21	0	-2.25	0.00	47	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-27	-15			61	12

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	6	2	-2.25	-0.75	-14	-2
Zavorra lato monte (costante)	0	13	0.00	-0.75	0	-10
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.00	0	0
Zavorra lato valle	21	0	-2.25	0.00	-47	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	27	15			-61	-12

(C7): Reazioni terreno

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
σ ₁ [kN/m ²]	91.48	151.28	97.71	153.03	94.68	109.05	110.83	112.27
σ ₂ [kN/m ²]	44.18	114.31	55.65	119.42	57.35	70.37	81.80	83.81
H ₁ [kN/m]	891	1055	866	1029	804	882	793	793
M ₁ [kNm/m]	2363	2655	2267	2570	2092	2279	2004	2001
H ₂ [kN/m]	21	130	37	141	44	62	90	94
M ₂ [kNm/m]	6	87	16	97	23	36	59	62

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
σ ₁ [kN/m ²]	109.92	117.09	112.88	118.26	112.88	118.26	119.39	120.83	119.39	120.83
σ ₂ [kN/m ²]	79.97	90.03	85.89	93.43	85.89	93.43	98.92	100.93	98.92	100.93
H ₁ [kN/m]	798	801	781	783	781	783	745	745	745	745
M ₁ [kNm/m]	2023	2008	1963	1951	1963	1951	1831	1828	1831	1828
H ₂ [kN/m]	86	105	98	112	98	112	125	129	125	129
M ₂ [kNm/m]	56	71	66	77	66	77	88	91	88	91

Calcolo delle sollecitazioni di progetto in fondazione (avanzattera e retrozattera)

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	409	429	384	403	350	374	311	312
M _{Ed,1} [kNm/m]	1280	1246	1184	1162	1070	1135	921	918

H _{Ed,2} [kN/m]	-254	-272	-238	-250	-215	-228	-185	-187
M _{Ed,2} [kNm/m]	-200	-215	-190	-197	-172	-182	-147	-148

Carico	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	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	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	316	319	300	302	300	302	263	264	263	264
M _{Ed,1} [kNm/m]	939	924	879	868	879	868	747	744	747	744

H _{Ed,2} [kN/m]	-189	-200	-176	-185	-176	-185	-149	-152	-149	-152
M _{Ed,2} [kNm/m]	-150	-158	-140	-146	-140	-146	-118	-119	-118	-119

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATERA)

Sezione 2 - lato strada (RETROZATERA)

Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	429	319	302	264
	MIN H _{Ed}	311	300	263	263
	MAX M _{Ed}	1280	939	879	747
	MIN M _{Ed}	918	868	744	744

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-185	-176	-149	-149
	MIN H _{Ed}	-272	-200	-185	-152
	MAX M _{Ed}	-147	-140	-118	-118
	MIN M _{Ed}	-215	-158	-146	-119

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base				
H =	1000	mm altezza				
c =	40	mm coprifer.				
N_{Ed}	positivo di compressione					
M_{Ed}	positivo se tende le fibre inferiori della sezione					
y	distanza dell'armatura dal lembo superiore					
					Σ	10619 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	1279.62	429.15	1815.08	1.42
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	410.82	576.95	2282.22	576.95	1.34
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	875.9	kNm			
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	939.20	5.41	210.89	II
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	747.33	2.36	34.94	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		Armatura	Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.4	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	220	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	879.24	5.06	197.43	II
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	194	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	747.33	2.36	34.94	I

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)						
ARMATURA PRINCIPALE						
<u>Caratteristiche meccaniche dei materiali</u>						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche della sezione</u>						
B =	1000	mm base				
H =	1000	mm altezza				
c =	40	mm coprifer.				
N_{Ed}	positivo di compressione					
M_{Ed}	positivo se tende le fibre inferiori della sezione					
y	distanza dell'armatura dal lembo superiore					
	n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)		
	10	26	5309	73		
	Superiore		-			
	10	26	5309	927		
	Inferiore		-			
			Σ	10619	mm ²	
<u>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</u>						
<u>Flessione</u>						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	214.68	272.37	1815.08	8.46
<u>Taglio</u>						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	410.82	-	-	410.82	1.51
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	875.9	kNm			
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	157.76	0.50	7.38	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	119.44	0.38	5.58	I
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</u>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		Armatura	poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.4	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	220	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	185.07	0.58	8.65	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	194	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	119.44	0.38	5.58	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

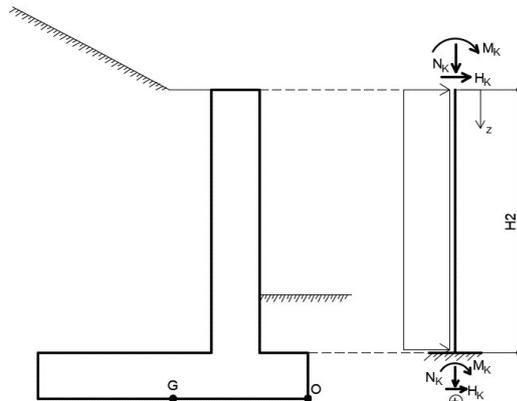


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvìa [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	0.00

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.79	19.78	0.00	0.00
1.58	39.55	0.00	0.00
2.37	59.33	0.00	0.00
3.16	79.10	0.00	0.00
3.96	98.88	0.00	0.00
4.75	118.65	0.00	0.00
5.54	138.43	0.00	0.00
6.33	158.20	0.00	0.00
7.12	177.98	0.00	0.00
7.91	197.75	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _t (h=H) [kN/m]	266.81
H _{spinta} [m]	7.91

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.79	0.00	2.67	0.70
1.58	0.00	10.67	5.63
2.37	0.00	24.01	18.99
3.16	0.00	42.69	45.02
3.96	0.00	66.70	87.93
4.75	0.00	96.05	151.95
5.54	0.00	130.73	241.29
6.33	0.00	170.76	360.18
7.12	0.00	216.11	512.83
7.91	0.00	266.81	703.48

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	s _q (h=H) [kN/m]	67.46
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.79	0.00	6.75	2.67
1.58	0.00	13.49	10.67
2.37	0.00	20.24	24.01
3.16	0.00	26.98	42.69
3.96	0.00	33.73	66.70
4.75	0.00	40.48	96.05
5.54	0.00	47.22	130.73
6.33	0.00	53.97	170.76
7.12	0.00	60.71	216.11
7.91	0.00	67.46	266.81

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.79	0.00	0.00	0.00
1.58	0.00	0.00	0.00
2.37	0.00	0.00	0.00
3.16	0.00	0.00	0.00
3.96	0.00	0.00	0.00
4.75	0.00	0.00	0.00
5.54	0.00	0.00	0.00
6.33	0.00	0.00	0.00
7.12	0.00	0.00	0.00
7.91	0.00	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	82.28	H _{URTO} [m]	1.00
---------------------	-------	-----------------------	------

h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.79	9.00	0.00	9.14	16.37
1.58	9.00	0.00	9.14	23.61
2.37	9.00	0.00	9.14	30.84
3.16	9.00	0.00	9.14	38.07
3.96	9.00	0.00	9.14	45.30
4.75	9.00	0.00	9.14	52.53
5.54	9.00	0.00	9.14	59.76
6.33	9.00	0.00	9.14	66.99
7.12	9.00	0.00	9.14	74.23
7.91	9.00	0.00	9.14	81.46

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.79	0.00	0.00	0.00
1.58	0.00	0.00	0.00
2.37	0.00	0.00	0.00
3.16	0.00	0.00	0.00
3.96	0.00	0.00	0.00
4.75	0.00	0.00	0.00
5.54	0.00	0.00	0.00
6.33	0.00	0.00	0.00
7.12	0.00	0.00	0.00
7.91	0.00	0.00	0.00

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.112	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.79	-1.11	4.89	1.93
1.58	-2.22	9.78	7.73
2.37	-3.33	14.67	17.40
3.16	-4.44	19.55	30.94
3.96	-5.56	24.44	48.34
4.75	-6.67	29.33	69.60
5.54	-7.78	34.22	94.74
6.33	-8.89	39.11	123.74
7.12	-10.00	44.00	156.61
7.91	-11.11	48.89	193.34

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.112	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.79	1.11	4.89	1.93
1.58	2.22	9.78	7.73
2.37	3.33	14.67	17.40
3.16	4.44	19.55	30.94
3.96	5.56	24.44	48.34
4.75	6.67	29.33	69.60
5.54	7.78	34.22	94.74
6.33	8.89	39.11	123.74
7.12	10.00	44.00	156.61
7.91	11.11	48.89	193.34

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.320		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.79	0.00	0.36	0.14
1.58	0.00	1.43	1.13
2.37	0.00	3.22	3.82
3.16	0.00	5.73	9.06
3.96	0.00	8.95	17.70
4.75	0.00	12.89	30.58
5.54	0.00	17.54	48.56
6.33	0.00	22.91	72.48
7.12	0.00	28.99	103.20
7.91	0.00	35.79	141.56

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.311		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.79	0.00	0.52	0.21
1.58	0.00	2.09	1.65
2.37	0.00	4.71	5.59
3.16	0.00	8.37	13.24
3.96	0.00	13.08	25.86
4.75	0.00	18.83	44.68
5.54	0.00	25.63	70.95
6.33	0.00	33.48	105.92
7.12	0.00	42.37	150.80
7.91	0.00	52.30	206.87

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel paramento

Carico	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	ECC	SISM-1	SISM-2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
C2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kv)	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	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Carico	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	0.00	0.20	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2): Spinta delle terre per verifiche struttu
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi struttur
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

h [m]	SLU-1			SLU-2			SLU-3		
	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.79	19.78	13.59	4.92	25.71	13.59	4.92	19.78	11.06	3.92
1.58	39.55	34.11	23.32	51.42	34.11	23.32	39.55	29.05	19.32
2.37	59.33	61.57	60.71	77.12	61.57	60.71	59.33	53.98	51.71
3.16	79.10	95.97	122.56	102.83	95.97	122.56	79.10	85.85	106.55
3.96	98.88	137.31	214.37	128.54	137.31	214.37	98.88	124.66	189.35
4.75	118.65	185.58	341.61	154.25	185.58	341.61	118.65	170.40	305.59
5.54	138.43	240.79	509.78	179.95	240.79	509.78	138.43	223.08	460.76
6.33	158.20	302.93	724.37	205.66	302.93	724.37	158.20	282.70	660.33
7.12	177.98	372.02	990.85	231.37	372.02	990.85	177.98	349.25	909.81
7.91	197.75	448.04	1314.73	257.08	448.04	1314.73	197.75	422.74	1214.67

Cliente: **Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna**
 Commessa: **Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muri andatori**

h [m]	SLU-4			ECC			SISM-1		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.79	25.71	11.06	3.92	19.78	13.16	17.61	18.66	9.26	3.31
1.58	51.42	29.05	19.32	39.55	22.51	31.37	37.33	24.58	16.63
2.37	77.12	53.98	51.71	59.33	37.20	54.63	55.99	45.95	45.02
3.16	102.83	85.85	106.55	79.10	57.23	91.63	74.66	73.37	93.56
3.96	128.54	124.66	189.35	98.88	82.59	146.57	93.32	106.84	167.31
4.75	154.25	170.40	305.59	118.65	113.29	223.69	111.98	146.36	271.34
5.54	179.95	223.08	460.76	138.43	149.32	327.20	130.65	191.94	410.73
6.33	205.66	282.70	660.33	158.20	190.69	461.33	149.31	243.57	590.55
7.12	231.37	349.25	909.81	177.98	237.40	630.28	167.98	301.25	815.87
7.91	257.08	422.74	1214.67	197.75	289.44	838.29	186.64	364.98	1091.75
h [m]	SISM-2			SLE-RARA 1			SLE-RARA 2		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.79	20.89	9.43	3.38	19.78	9.41	3.37	19.78	7.73	2.70
1.58	41.77	25.24	17.15	39.55	24.16	16.30	39.55	20.79	13.63
2.37	62.66	47.43	46.78	59.33	44.25	43.01	59.33	39.19	37.00
3.16	83.54	76.01	97.73	79.10	69.67	87.71	79.10	62.93	77.04
3.96	104.43	110.97	175.47	98.88	100.43	154.64	98.88	92.00	137.96
4.75	125.32	152.31	285.45	118.65	136.53	248.00	118.65	126.41	223.99
5.54	146.20	200.03	433.13	138.43	177.96	372.03	138.43	166.15	339.34
6.33	167.09	254.13	623.99	158.20	224.72	530.94	158.20	211.23	488.25
7.12	187.97	314.62	863.47	177.98	276.83	728.95	177.98	261.65	674.92
7.91	208.86	381.49	1157.05	197.75	334.27	970.28	197.75	317.40	903.58
h [m]	SLE-FREQ 1			SLE-FREQ 2			SLE-QP		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.79	19.78	7.73	2.70	19.78	4.02	1.24	19.78	4.02	1.24
1.58	39.55	20.79	13.63	39.55	13.37	7.76	39.55	13.37	7.76
2.37	59.33	39.19	37.00	59.33	28.06	23.80	59.33	28.06	23.80
3.16	79.10	62.93	77.04	79.10	48.09	53.56	79.10	48.09	53.56
3.96	98.88	92.00	137.96	98.88	73.45	101.27	98.88	73.45	101.27
4.75	118.65	126.41	223.99	118.65	104.15	171.16	118.65	104.15	171.16
5.54	138.43	166.15	339.34	138.43	140.18	267.44	138.43	140.18	267.44
6.33	158.20	211.23	488.25	158.20	181.55	394.33	158.20	181.55	394.33
7.12	177.98	261.65	674.92	177.98	228.25	556.06	177.98	228.25	556.06
7.91	197.75	317.40	903.58	197.75	280.30	756.84	197.75	280.30	756.84

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 7.91m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	198	0	0
C2	0	267	703
C3	0	67	267
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	9	81
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-11	49	193
CS1 (+kV)	11	49	193
CS2 (-kV)	0	36	142
CS2 (+kV)	0	52	207

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

z = 7.91m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	198	448	1315
SLU-2	257	448	1315
SLU-3	198	423	1215
SLU-4	257	423	1215
ECC	198	289	838
SISM-1	187	365	1092
SISM-2	209	381	1157
SLE-RARA-1	198	334	970
SLE-RARA-2	198	317	904
SLE-FREQ-1	198	317	904
SLE-FREQ-2	198	280	757
SLE-QP	198	280	757

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 7.91m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	187	448	1315
SLE-RARA	198	334	970
SLE-FREQ	198	317	904
SLE-QP	198	280	757

Paramento - Sezione d'incastro con fondazione						
ARMATURA PRINCIPALE						
<u>Caratteristiche meccaniche dei materiali</u>						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche della sezione</u>						
B =	1000	mm base			n.	ϕ (mm)
H =	1000	mm altezza			10	26
c =	35	mm coprifer.			Lato valle	-
					10	26
					Lato monte	-
N_{Ed} positivo di compressione						
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	10619 mm ²
<u>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</u>						
<u>Flessione</u>						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	186.64	1314.73	448.04	1923.58	1.46
<u>Taglio</u>						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	412.84	582.55	2304.38	582.55	1.30
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	937.1	kNm			
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	197.75	970.28	5.61	198.22	II
ENV-QP	incastro con paramento	197.75	756.84	2.37	35.83	I
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</u>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Aggressive		Armatura	Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	194	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	197.75	903.58	2.83	42.77	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	160	N/mm ²	Smax=	200	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	197.75	756.84	2.37	35.83	I

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	ϕ 26 / 10
		lato monte	ϕ 26 / 10
	Armatura longitudinale	lato valle	ϕ 16 / 20
		lato monte	ϕ 16 / 20
Armatura a taglio	disposizione a quinconce	ϕ 12 / 40 X 40	
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	ϕ 26 / 10
		inferiore	ϕ 26 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	ϕ 20 / 20
		inferiore	ϕ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	ϕ 12 / 40 X 40
Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	ϕ 26 / 10
		inferiore	ϕ 26 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	ϕ 20 / 20
		inferiore	ϕ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	ϕ 12 / 40 X 40