

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

61T- SOTTOVIA - VIA DEL TRIUMVIRATO - 9+202

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										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O02	ST061	00000	R	S T R	0645	- 2	SCALA -

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

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

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’OPERA	7
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
1.3	CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE	14
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	15
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	15
1.4.2	Strutture esistenti	18
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	36
1.5.1	Terreno di rilevato	36
1.5.2	Terreno di fondazione	36
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	37
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	39
1.8	CONVENZIONI GENERALI	40
1.8.1	Unità di misura	40
2	IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI	41
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	41
2.1.1	Modellazione strutturale	41
2.1.2	Fasi di analisi	41
2.1.3	Fasi di costruzione	41
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione	42
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante	42
2.1.6	Sezioni di verifica	44
2.1.7	Metodologia di verifica	44
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE	46
2.2.1	Modellazione strutturale	46
2.2.2	Fasi di analisi	46
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	46
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante	46
2.2.5	Sezioni di verifica	46
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	47
2.3.1	Descrizione generale	47
2.3.2	Sezioni di verifica	47
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche	47
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche	48
2.3.5	Metodologia di verifica	49
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	49
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	50
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	50
3	ANALISI DEI CARICHI	53
3.1	PREMESSA	53
3.2	CARICHI AGENTI SULL’IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	53
3.2.1	Carichi agenti sull’impalcato in fase 1	53
3.2.2	Carichi agenti sull’impalcato in fase 2	54
3.2.3	Carichi agenti sull’impalcato in fase 3	56
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	67
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	67
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali	67
3.3.3	Spinta del terreno	67
3.3.4	Sovraccarico accidentale	67

3.3.5	<i>Urto da veicolo in svio su pile</i>	68
3.4	AZIONE SISMICA.....	68
3.5	CARICHI SU BARRIERE FOA.....	68
4	ANALISI IMPALCATO	69
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	69
4.1.1	<i>Analisi strutturale</i>	69
4.1.2	<i>Verifiche</i>	72
4.2	IMPALCATO ESISTENTE	81
4.2.1	<i>Analisi strutturale</i>	81
4.2.2	<i>Verifiche</i>	82
5	ANALISI SPALLE	90
5.1	DESCRIZIONE GENERALE	90
5.2	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	90
5.2.1	<i>Geometria di verifica</i>	91
5.2.2	<i>Analisi strutturale del paramento</i>	94
5.2.3	<i>Analisi strutturale del plinto di fondazione</i>	101
5.2.4	<i>Analisi strutturale del paraghiaia</i>	109
5.3	SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	111
5.4	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE).....	112
5.4.1	<i>Geometria di verifica</i>	117
5.4.2	<i>Analisi dei carichi</i>	120
5.4.3	<i>Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G</i>	122
5.4.4	<i>Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G</i>	122
5.4.5	<i>Analisi strutturale del plinto di fondazione</i>	123
5.4.6	<i>Analisi strutturale del paramento</i>	130
5.4.7	<i>Analisi strutturale del paraghiaia</i>	142
6	ANALISI STRUTTURALE DEL MURI ANDATORI	145
6.1	GEOMETRIA	145
6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	148
6.3	ANALISI E VERIFICHE	150

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	6
FIGURA 1-5. PIANTA FONDAZIONI	8
FIGURA 1-6. PIANTA IMPALCATO	9
FIGURA 1-7. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO	10
FIGURA 1-8. SEZIONE LONGITUDINALE AMPLIAMENTO – LATO NORD	10
FIGURA 1-9. SEZIONE LONGITUDINALE AMPLIAMENTO – LATO SUD	10
FIGURA 1-10. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO - LATO NORD	11
FIGURA 1-11. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO - LATO SUD	11
FIGURA 1-12. SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO IN AMPLIAMENTO - LATO NORD	12
FIGURA 1-12. SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO IN AMPLIAMENTO - LATO SUD	12
FIGURA 1-14. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	14
FIGURA 1-24 – 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) ..	28
FIGURA 1-25. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	36
FIGURA 1-26. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA	36
FIGURA 1-27. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	36
FIGURA 1-28. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B)	36
FIGURA 1-29. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV	38
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E DELLE ALIQUOTE B_{EI} (FIG. 4.3.1 DELLE NTC2018)	42
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E LUCI EQUIVALENTI L_e PER LE TRAVI CONTINUE (FIG. 4.3.2 DELLE NTC2018)	42
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC2018)	50
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB. 5.1.V DELLE NTC2018)	51
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC2018)	51
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB. 5.1.VI DELLE NTC2018)	52
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018)	61
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI Q_{IK} E q_{IK} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2008)	61
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO IMPALCATO DI PROGETTO	62
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO TAGLIO IMPALCATO DI PROGETTO	62
FIGURA 3-5. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB. 5.1.IV DELLE NTC2018)	63
FIGURA 3-6. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018)	64
FIGURA 3-7. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018)	64
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)	65
FIGURA 3-9. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018)	66
MODO 1 $T=0,448$ s	67
MODO 2 $T=0,388$ s	67
FIGURA 3-10. DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE	67
FIGURA 4-1. MODELLO FEM ESTRUSO	69
FIGURA 4-2. INVILUPPO M_x [TM]	72
FIGURA 4-3. INVILUPPO T_y [T]	72
FIGURA 4-4. TASSO DI SFRUTTAMENTO PER FLESSIONE	72
FIGURA 4-5. TASSO DI SFRUTTAMENTO PER FLESSO-TORSIONE	72
FIGURA 4-6. INVILUPPO M_x [TM]	73
FIGURA 4-7. INVILUPPO T_y [T]	73
FIGURA 4-8. INVILUPPO M_x [TM]	73
FIGURA 4-9. INVILUPPO T_y [T]	73
FIGURA 4-10. INVILUPPO N [T]	73
FIGURA 4 8. MODELLO FEM	81

FIGURA 4-8. INVILUPPO M_x [TM].....	82
FIGURA 4-8. INVILUPPO T_y [T].....	82
FIGURA 5-1. DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA	91
FIGURA 5-2. SISTEMA DI RIFERIMENTO	92
FIGURA 5-3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	93
FIGURA 5-4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA IMPALCATO.....	94
FIGURA 5-5. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA.....	95
FIGURA 5-6. ELENCO DEI CARICHI.....	96
FIGURA 5-7. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO.....	96
FIGURA 5-8. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO	97
FIGURA 5-9. SOLLECITAZIONI RISULTANTI DI CALCOLO NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	97
FIGURA 5-10. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA IMPALCATO (PUNTO G)	101
FIGURA 5-11. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G)	102
FIGURA 5-12. ELENCO DEI CARICHI.....	103
FIGURA 5-13. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE	103
FIGURA 5-14. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	104
FIGURA 5-15. SOLLECITAZIONI RISULTANTI DI CALCOLO NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	104
FIGURA 5-16. RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONI PALI	105
FIGURA 5-17. VERIFICA STRUT&TIE AVANZATTA	106
FIGURA 5-18. VERIFICA STRUT&TIE RETROZATTA	107
FIGURA 5-19. VERIFICA ARMATURA MINIMA PER CONTROLLO FESSURAZIONE	108
FIGURA 5-20. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	109
FIGURA 5-21 ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	113
FIGURE 5.1 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA VIA DEL TRIUMVIRATO DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 9+201” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE SPALLA	115
FIGURE 5.2 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA VIA DEL TRIUMVIRATO DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 9+201” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE CONTRAFFORTI.....	115
FIGURE 5.3 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA VIA DEL TRIUMVIRATO DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 9+201” – SEZIONE ORIZZONTALE CON ARMATURE SPALLA	116
FIGURE 5.4 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA VIA DEL TRIUMVIRATO DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 9+201” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE PARAGHIAIA.....	116
FIGURA 5-23. DETTAGLIO SEZIONE DI ATTACCO TIRANTI.....	140
FIGURA 6-1. POSIZIONE PLANIMETRICA DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI – ALLARGAMENTO NORD	145
FIGURA 6-2. PROSPETTO DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI – ALLARGAMENTO NORD	145
FIGURA 6-3. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI – ALLARGAMENTO NORD.....	146
FIGURA 6-4. POSIZIONE PLANIMETRICA DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI – ALLARGAMENTO SUD.....	146
FIGURA 6-5. PROSPETTO DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI – ALLARGAMENTO SUD	147
FIGURA 6-6. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI – ALLARGAMENTO SUD	147

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 del Triumvirato, sottovia presente lungo l’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 61T e ubicata alla progressiva 9+201.

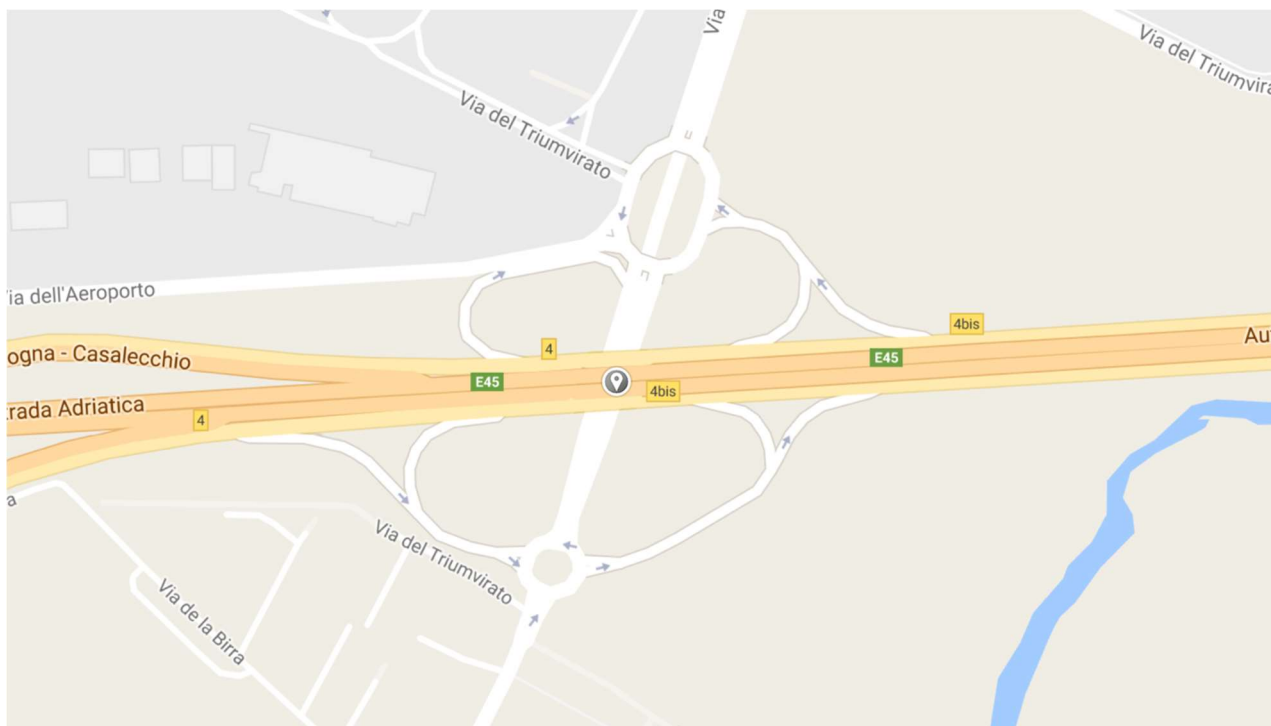


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell’opera (1)



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 doppio impalcato a travi in c.a.p. a campata unica, avente luce di calcolo $L=23.05\text{m}$.

L'impalcato esistente, per ogni senso di marcia, è costituito da un impalcato realizzato rispettivamente con n°12 travi in c.a.p. con sezione a T di altezza 125cm e interasse minimo pari a 2.00m, semplicemente appoggiate sulle spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera di spessore minimo pari a 20cm. I due impalcati non sono fra loro solidarizzati e presentano, nel complesso, una larghezza totale pari a circa 51.50m.

Le spalle sono in cemento armato con altezza allo spiccato della fondazione di 5.30m e plinto di fondazione di spessore 1.20m. Le fondazioni sono di tipo diretto.

L'opera, per quanto concerne sia la carreggiata nord che la carreggiata sud, è già stata oggetto di adeguamento nel 2004 per l'ampliamento di rispettivamente 1.30m e 3.40m circa attraverso l'inserimento di una struttura mista in acciaio-calcestruzzo collegata all'impalcato esistente con traversi in acciaio e soletta in c.a. gettata in opera. Tale allargamento ha interessato anche le sottostrutture di sostegno dell'impalcato.

La trave principale è in profili in acciaio saldati a “doppio T” di altezza totale 1100 mm, ali 600x40 mm, anima 1020x16 mm, solidarizzati alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson”. La soletta in c.a. ha spessore 25 cm.

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 cogenti 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 in allargamento sono in cemento armato con fondazioni dirette o profonde (micropali di diametro 220mm e lunghezza 10.00m).

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 16.94m e della Sud di 14.98m con conseguente allargamento degli impalcati;
- allargamento delle spalle e delle relative fondazioni;
- inserimento di tiranti nelle spalle esistenti in funzione dei carichi previsti dall'attuale normativa.

L'ampliamento verrà realizzato con il posizionamento di travi metalliche di profilo saldato a doppio T di altezza totale 900 mm, ali 600x40 mm, anima 820x16 mm, solidarizzate alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson”. L'interasse delle travi è pari a 2.10m. La soletta collaborante di spessore complessivo 25 cm 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.

Per la porzione di impalcato in ampliamento si prevedono collegamenti trasversali delle due travi con traversi in acciaio in testata e in campata.

Le sottostrutture del ponte in allargamento presentano il paramento ed il paraghiaia della spalla di spessore rispettivamente 1.55 m e 0.25 m circa. Le fondazioni sono di tipo indiretto e costituite da pali di diametro $\varnothing 1000$ e 25 m di lunghezza.

Sono previsti dispositivi di appoggio in neoprene armato con le stesse caratteristiche di quelli esistenti, anche allo scopo di garantire un comportamento ed una risposta omogenea della struttura alle sollecitazioni esterne, oltre a ritegni sismici per il sisma longitudinale e trasversale disposti in aderenza ai lati della trave con l'interposizione di cuscini in neoprene.

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

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione della spalla nella nuova configurazione allargata.

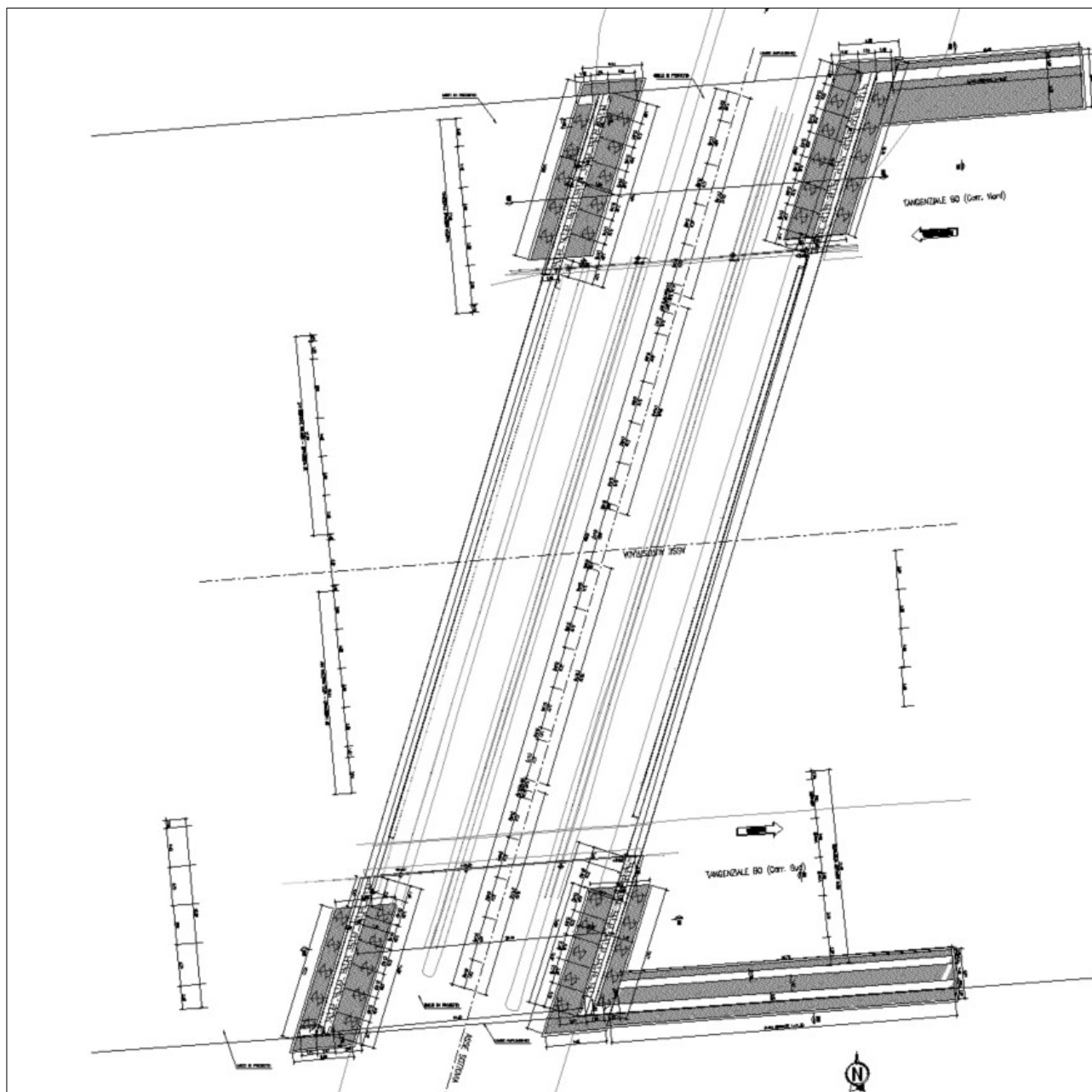


Figura 1-5. Pianta Fondazioni

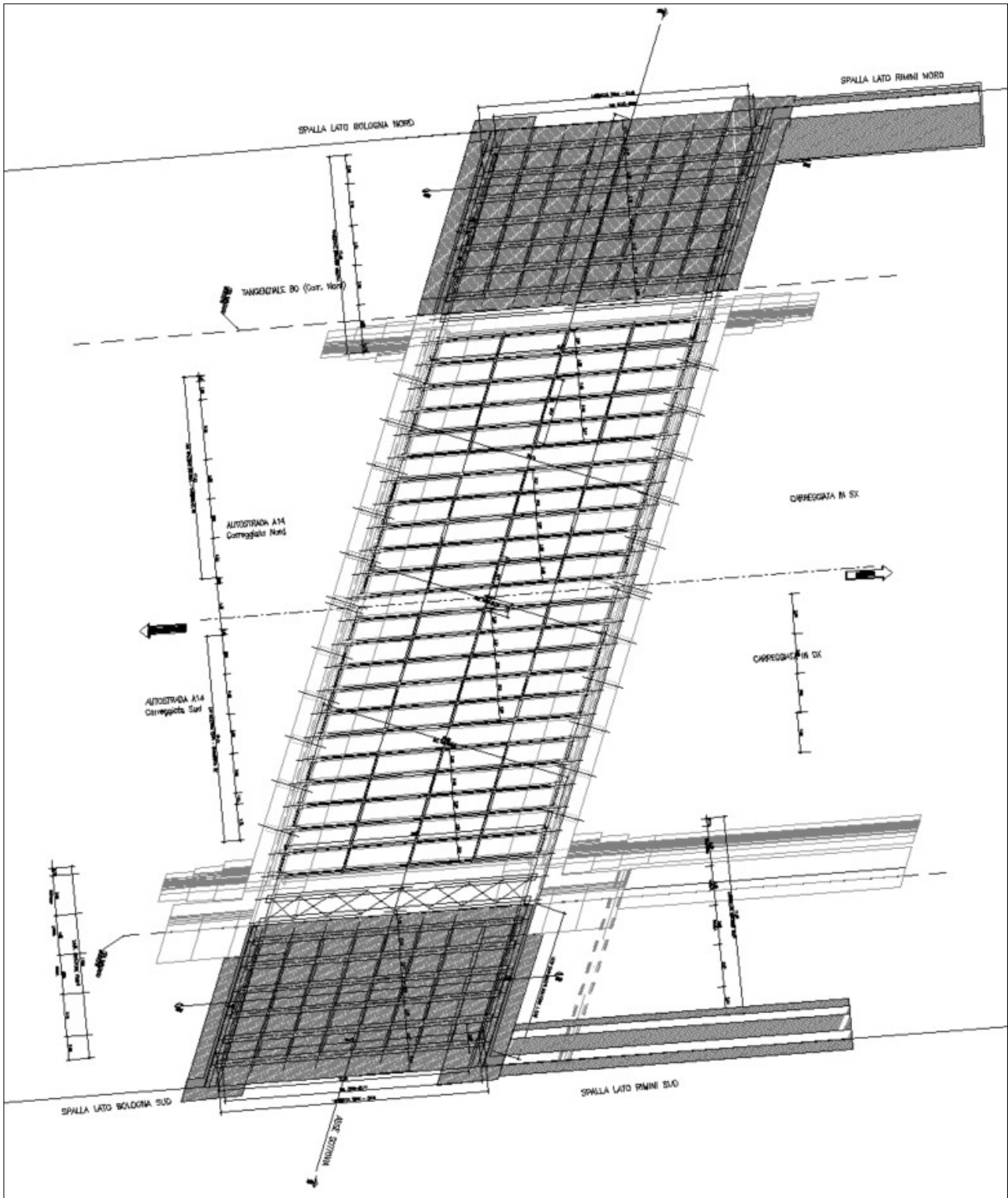


Figura 1-6. Pianta impalcato

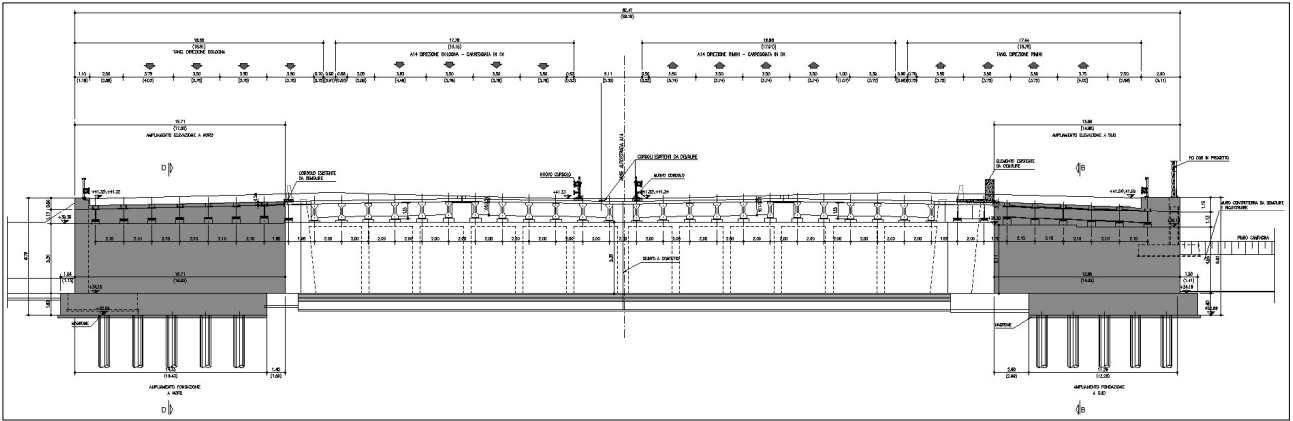


Figura 1-7. Sezione trasversale ampliamento

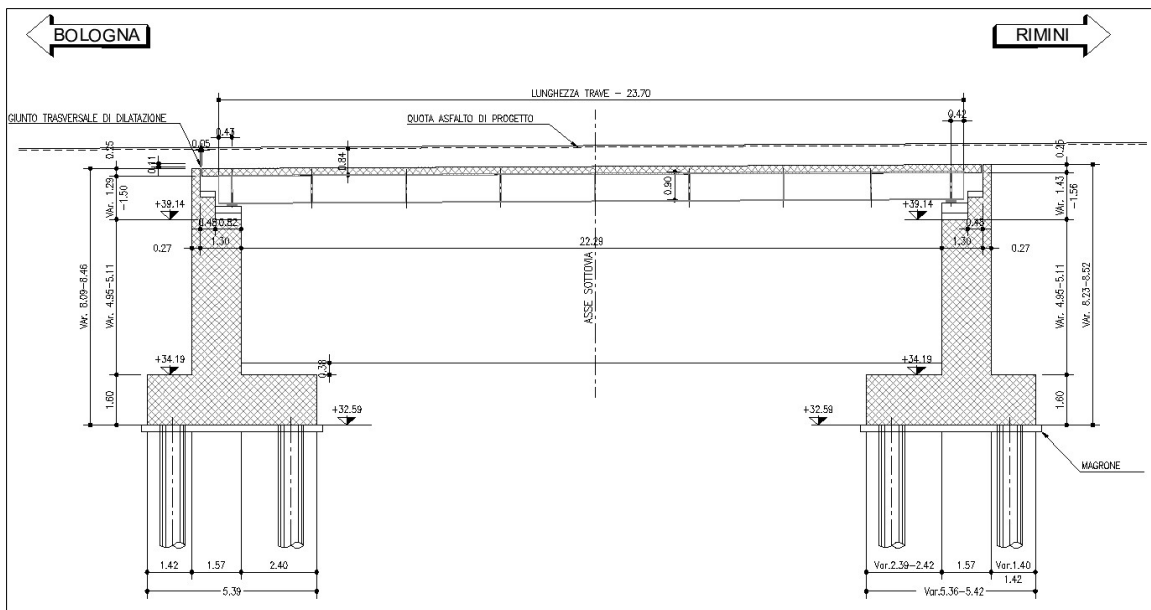


Figura 1-8. Sezione longitudinale ampliamento – Lato Nord

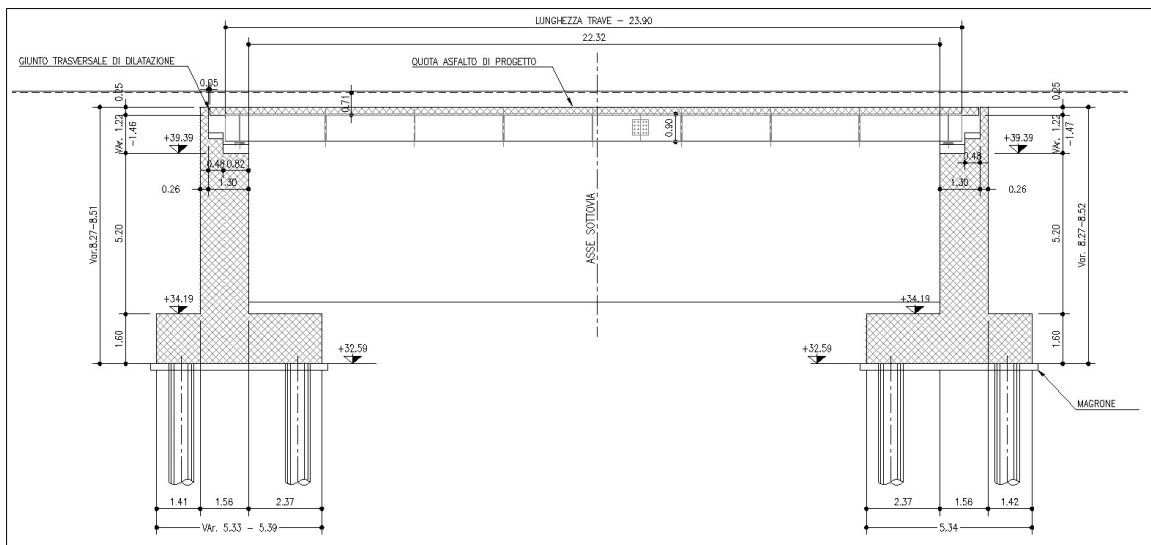


Figura 1-9. Sezione longitudinale ampliamento – Lato Sud

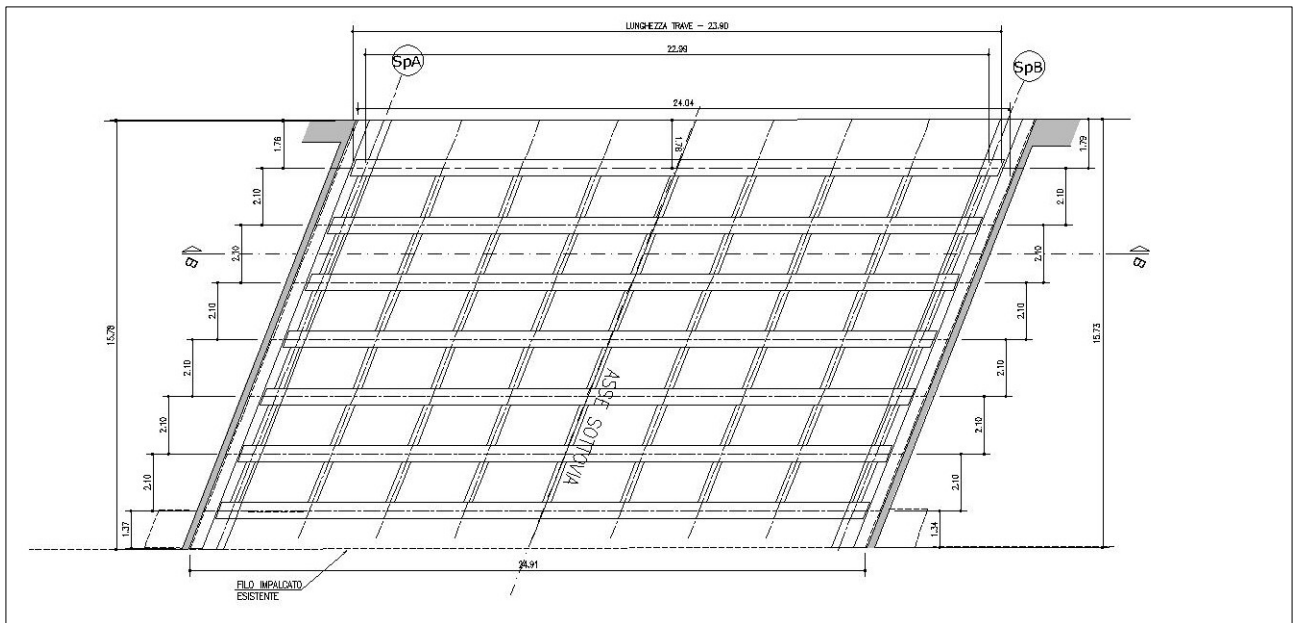


Figura 1-10. Pianta impalcato in ampliamento - Lato Nord

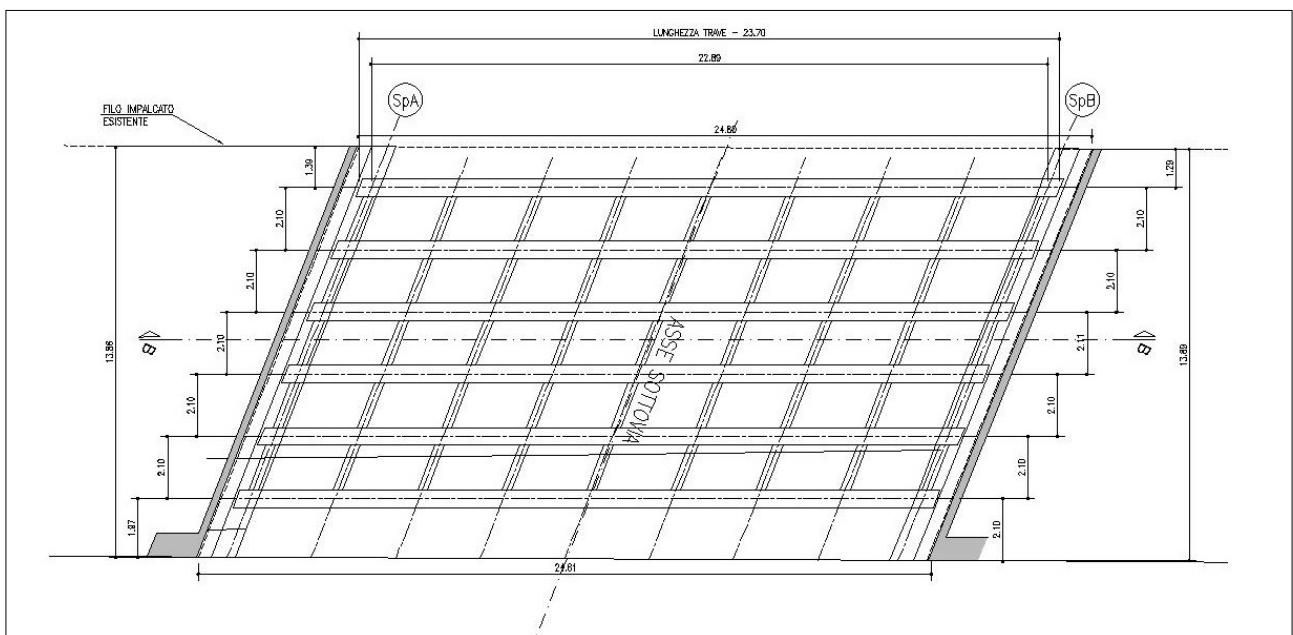


Figura 1-11. Pianta impalcato in ampliamento - Lato Sud

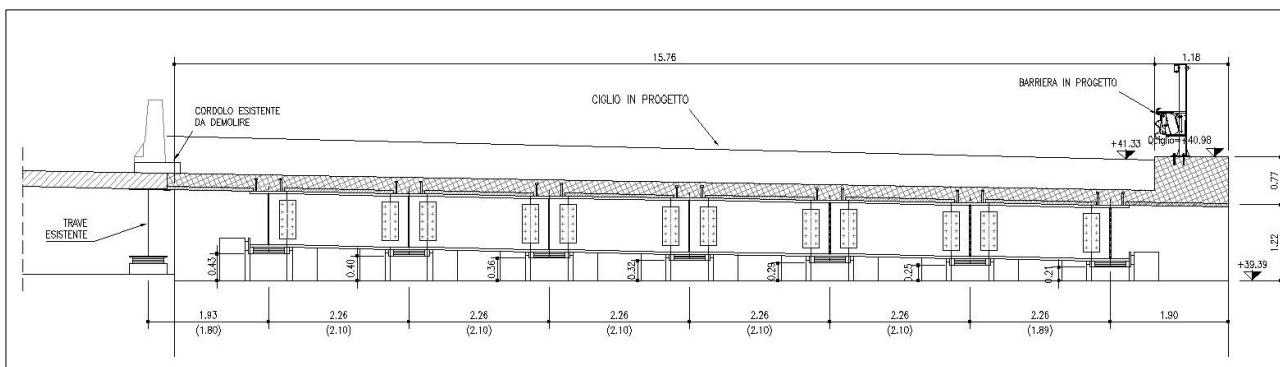


Figura 1-12. Sezione trasversale impalcato in ampliamento - Lato Nord

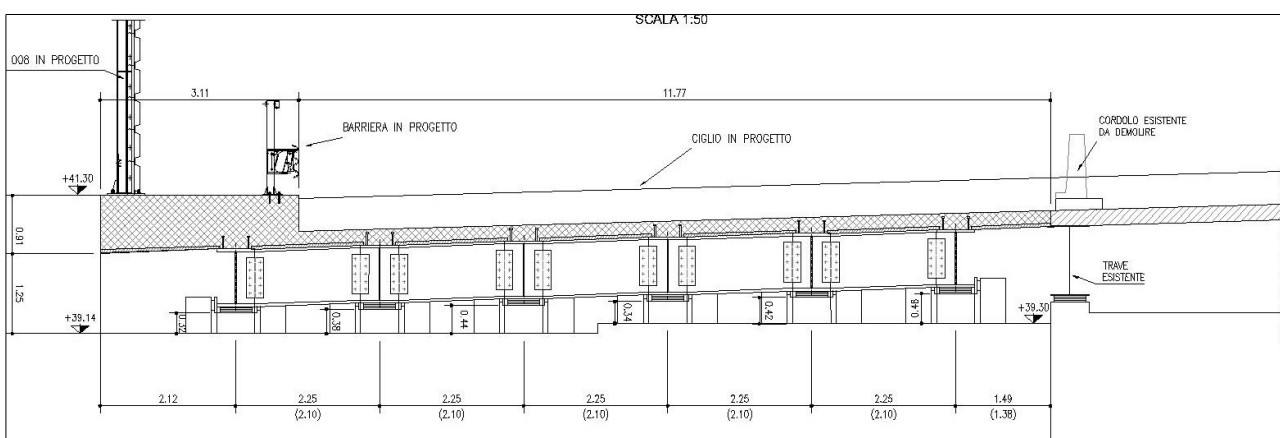


Figura 1-13. Sezione trasversale impalcato in ampliamento - Lato Sud

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 Dicembre 2017 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:

- 3 prelievi di carote in cls (7 prove di compressione + carbonatazione);
- 2 prelievi di barre d’armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- 4 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 3 durezza in sito sulle barre di armatura
- 6 indagini pacometriche (di cui 2 rilievi geometrici);

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-15-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del Sottovia Via del Triumvirato pk 09+201-61T – Via del Triumvirato – 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.

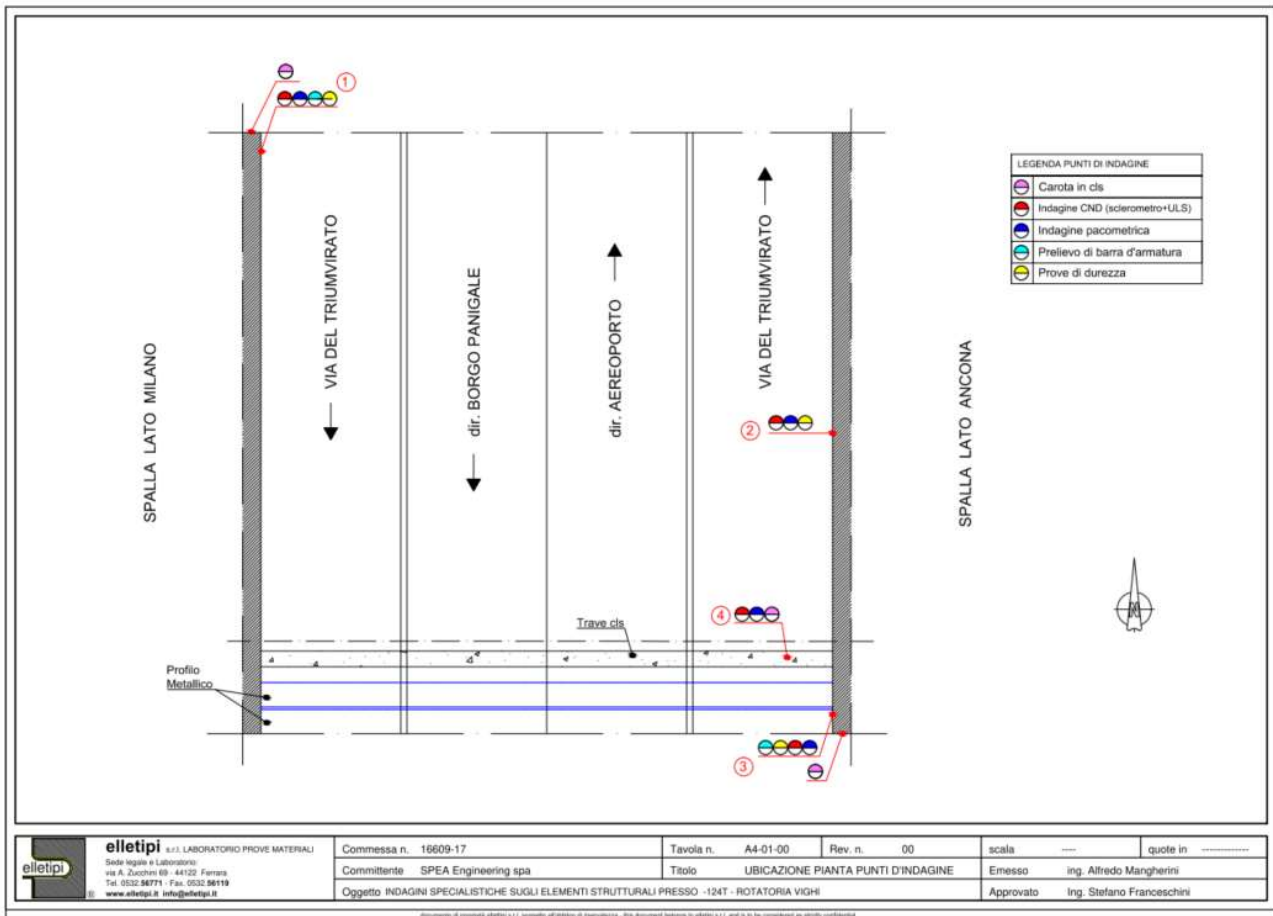


Figura 1-15 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

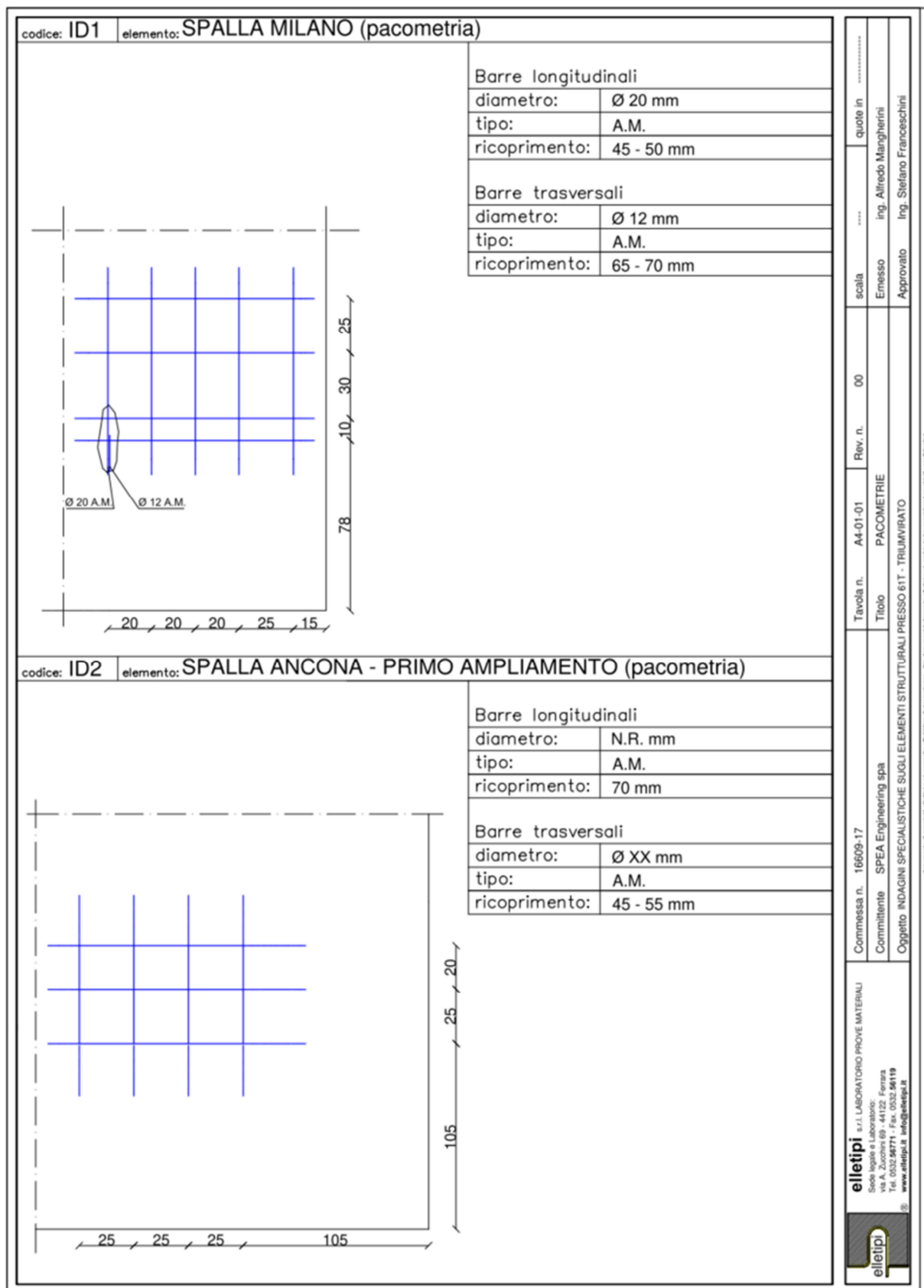


Figura 1-16 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/2

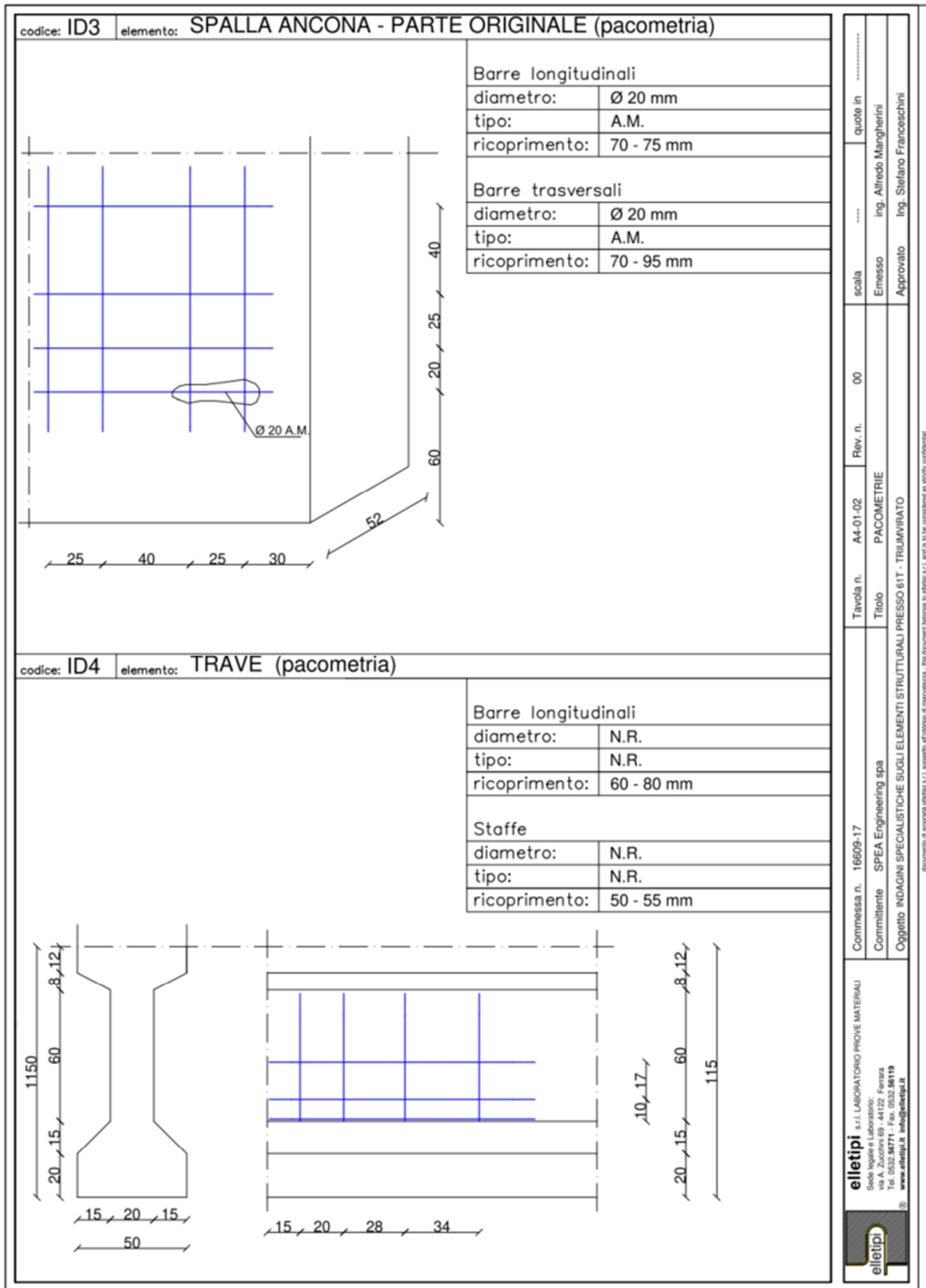


Figura 1-17 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/2

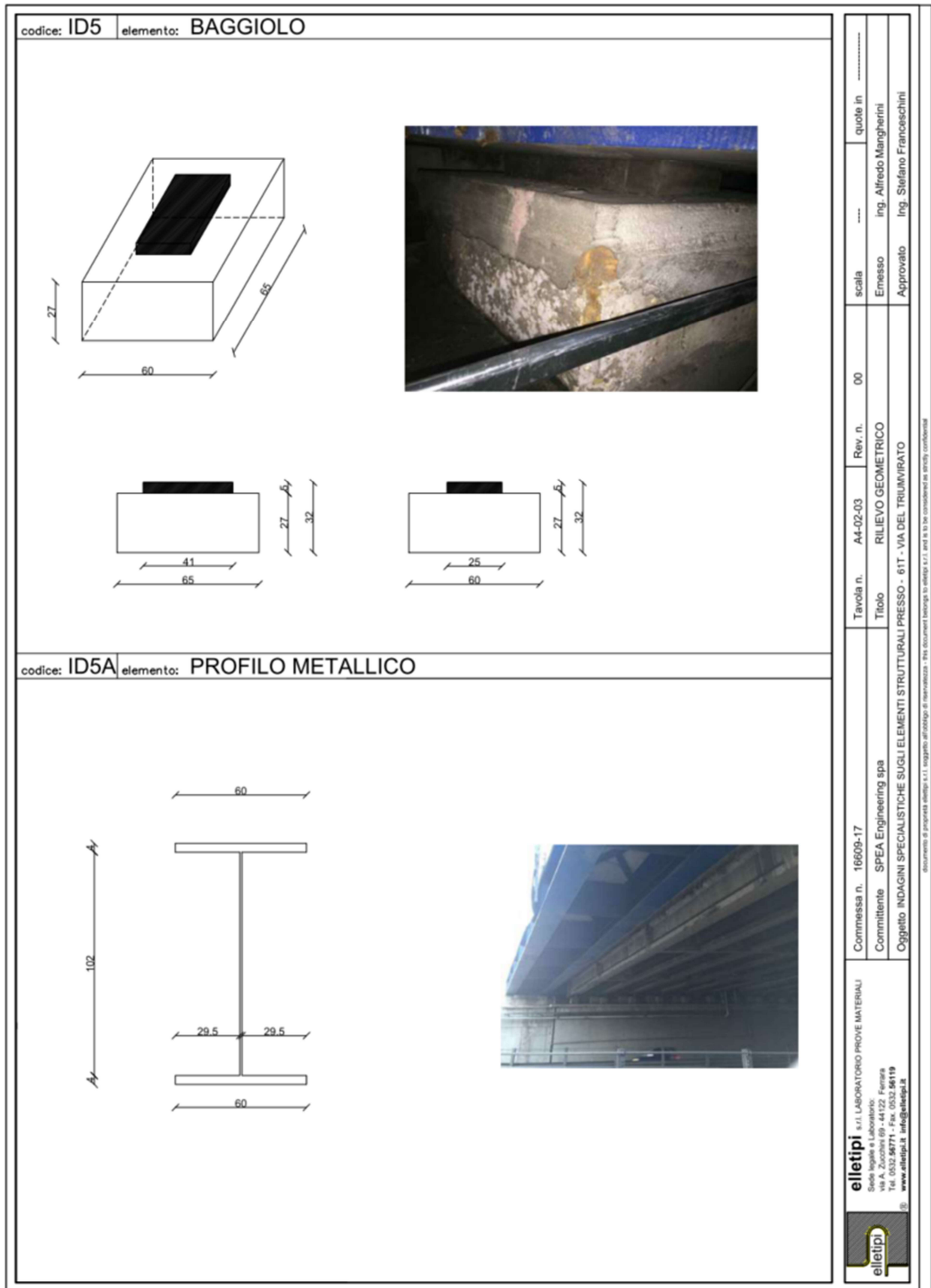


Figura 1-18 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Rilievo geometrico ritegni sismici.

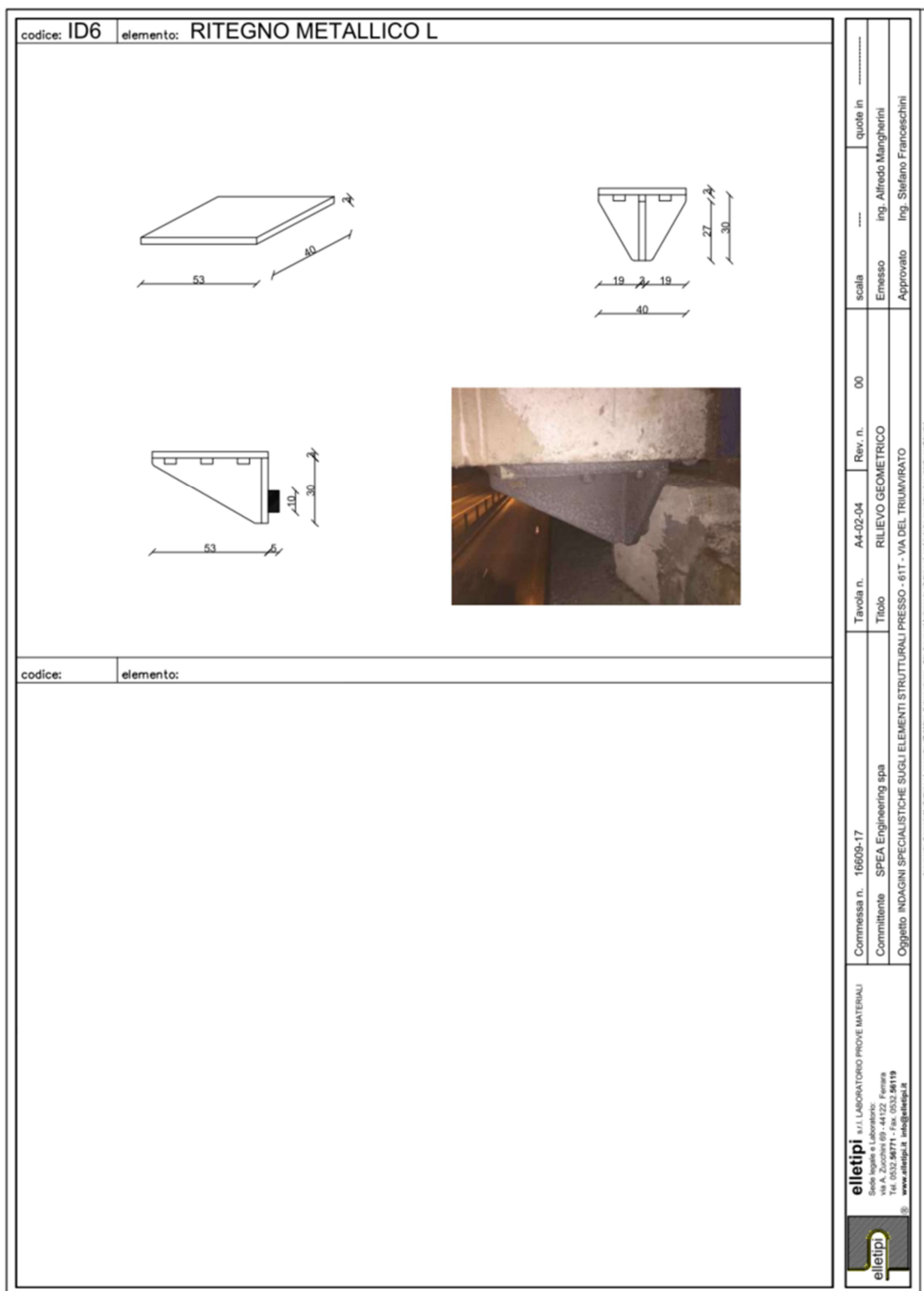






Figura 1-19 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Rilievo geometrico ritegni sismici.

	elletipi s.r.l. Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA tel. 0532/56771 – fax 0532/56119 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174800387 e-mail: info@elletipi.it, segreteria@pec.elletipi.it sito: www.elletipi.it		Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certquality Qualità Ambiente Sicurezza UNI EN ISO 9001:2004 UNI EN ISO 14001:2004 BS OHSAS 18001:2007						
	Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6972 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7618/STC Ordinanza Notificata n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003								
COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A. INDIRIZZO: VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI) CANTIERE: pk 9+201 - 61T - VIA DEL TRIUMVIRATO COMMESSA: 16809/17									
CAMPIONE: CILINDRI IN CALCESTRUZZO DATA PRELIEVO: 17-18/12/2017									
CERTIFICATO n°: 48937-18 Rev 0 del: 16/03/2018 DATA PROVE: 08/01/2018									
PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	f _{ck} [MPa]	R _{c1} [MPa]	penetrazione CO ₂ [mm]
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
SPALLA MILANO	1	94	96	1.02	2312	300.7	43.3	43.7	15
SPALLA ANCONA	3	94	95	1.01	2306	274.2	39.5	39.7	17
TRAVE	4	94	95	1.01	2389	389.4	56.1	56.3	16

Note:
 Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica
 f_{ck} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ
 R_{c1} = f_{ck} x 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 - 624

Emesso:
 ing. Alfredo Mangherini 

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

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

mod_STRU020 (rev 01 del 23/02/12) cert-48937-17-rev00-16809-17-COMPCL Sistema Qualità Elletipi Srl
 pagina 1 di 1

Figura 1-21 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo

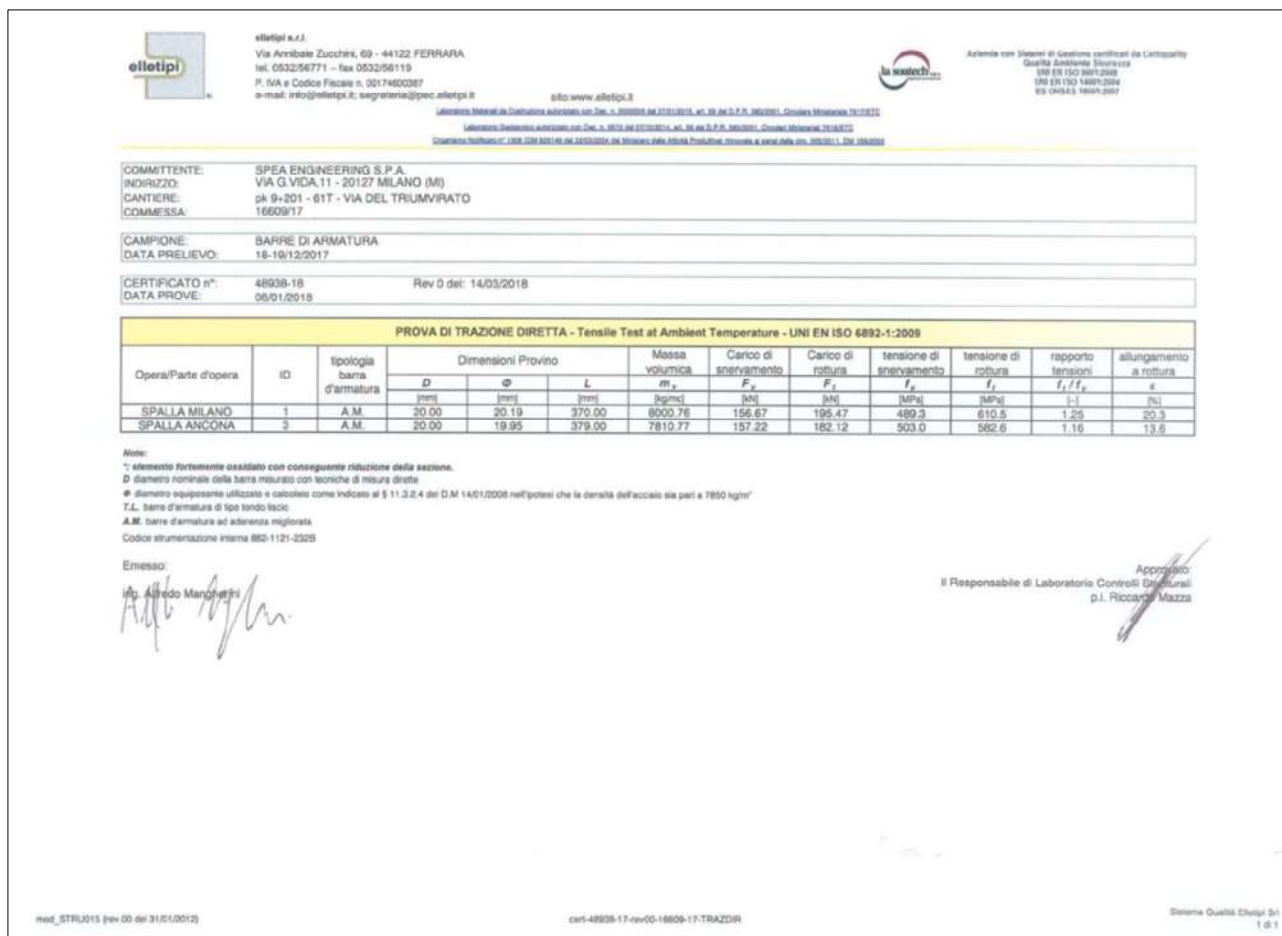




Figura 1-22 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale



elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
 e-mail: info@elletipi.it; seg sito:www.elletipi.it



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

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
 Organismo Notificato n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003


COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk 9+201 - 61T - VIA DEL TRIUMVIRATO
COMMESSA:	16609/17

DATA PROVE:	18-19/12/2017
PARTE D'OPERA	BARRE ARMATURA - SPALLA
CERTIFICATO n°:	48940-18
	emessa il 16/03/18

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO				
ISO 16859/2015				
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	Media elementi	Media (Brinnell)	STIMA CARICO DI
				ROTTURA A TRAZIONE*
				[MPa]
1	SPALLA MILANO	209.0	207.0	688
		215.0		
		197.0		
2	SPALLA ANCONA	221.0	203.7	680
		181.0		
		209.0		
3	SPALLA ANCONA	240.0	226.3	750
		225.0		
		214.0		


NOTE: Codice strumentazione interna 11124
 *: Valore ottenuto da apposita tabella di conversione per le durezza.

Emesso:



ing. Alfredo Margherini

Approvato:



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

mod_STRU022 (rev 01 del 16/05/13)

cerl-48939-17-rev00-16609-17-DUR

Sistema Qualità Elletipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 1-23 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Prove non distruttive eseguite in sito su acciaio strutturale (durometro).

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 1-24 – 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:	61T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,20
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
4	56,1	
R _c [MPa]	56,10	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	31,17	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	25,87	= R _c x 0,83
n° prove	1	
μ^*		
σ^*		
$\mu_{0,16}$		
X _{0,05}		valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]		= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]		= R _c x 0,83
f_d [MPa]	25,87	

Non essendo presente alcuna prova effettuata sull'acciaio da c.a., si considerano i valori di calcolo esplicitati nella documentazione as built a disposizione.

Impalcato	Calcestruzzo	Acciaio da c.a.	Acciaio da carpenteria metallica
	fcd [MPa]	fyd [MPa]	fywd [MPa]
Anni '60	22.1	278.0	-
2004	18.6	391.3	338.1

Sottovia:	61T	
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]	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID 1	43.70	
R _c [MPa]	43.70	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	29.13	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	24.18	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	24.18	

Sottovia:	61T	
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		489.30
f_y [MPa]	489.30	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	425.48	= $f_y / \gamma_M / FC$
f_d [MPa]	425.48	

Sottovia:	61T	
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]	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID 3	39.70	
R _c [MPa]	39.70	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	26.47	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	21.97	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	21.97	

Sottovia:	61T	
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]
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 3		503.00
f_y [MPa]	503.00	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	437.39	= $f_y / \gamma_M / FC$
f_d [MPa]	437.39	

1.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

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

1.5.2 Terreno di fondazione

Le caratteristiche dei terreni presenti in fondazione sono state 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
S31	1984	9+140	37.60	23.50	-
P101	2000	9+159	38.60	3.50	-
P102	2000	9+162	37.60	3.50	-
P102bis	2000	9+185	37.60	3.50	-
P103	2000	9+300	37.60	3.50	-
PB2	2016	9+205	38.00	35.00	C(35)-TA(32)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).
 CH = tubo per misure Cross-hole.

Figura 1-25. 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
38.00	0.0 ÷ 5.0	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	5.0 ÷ 30	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella V

Figura 1-26. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pce} (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 1-27. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

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

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

Figura 1-28. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

1.6 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: 44.524343

Longitudine: 11.296675

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 : 0.069 g

F_0 : 2.491

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 : 0.086 g

F_0 : 2.486

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 : 0.210 g

F_0 : 2.432

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 : 0.266 g
 F_0 : 2.437
 T_c^* : 0.314 s
 S_s : 1.31
 S_T : 1.00
 $S = S_s \times S_T =$ 1.31

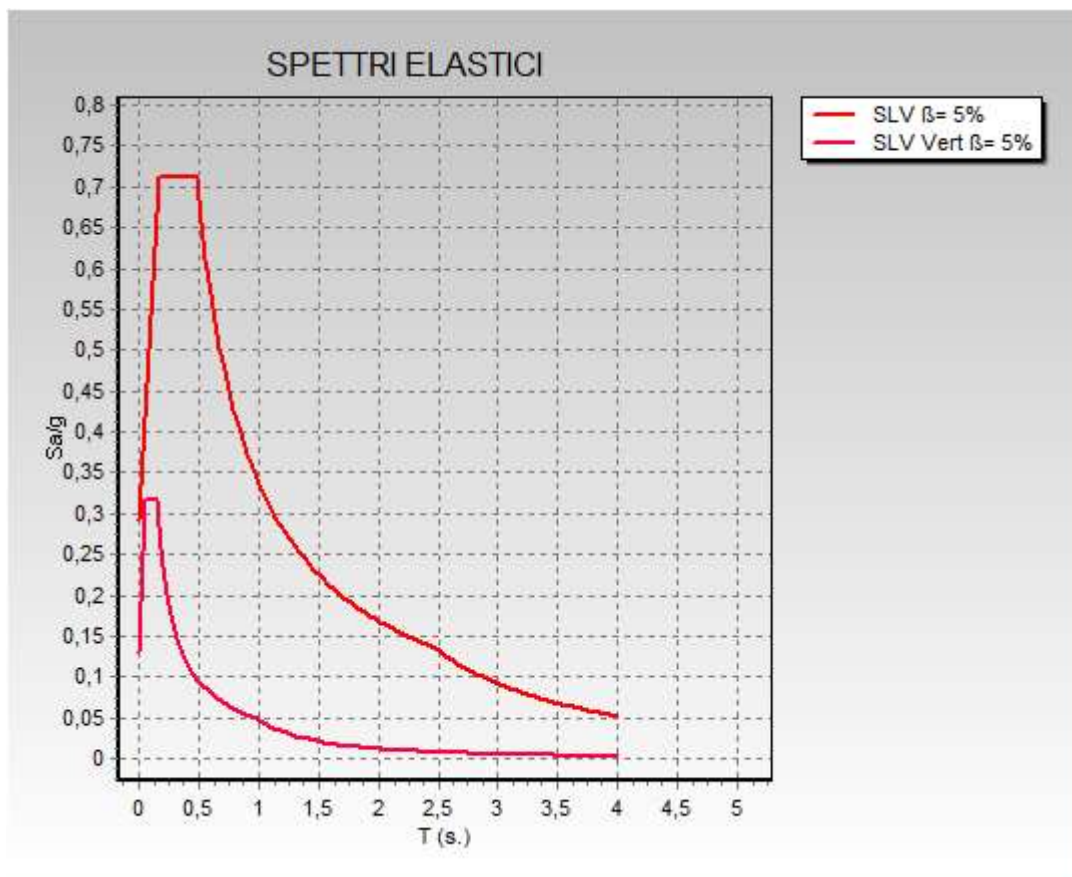


Figura 1-29. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

1.7 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).

1.8 CONVENZIONI GENERALI

1.8.1 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:

Fx: azione assiale;

Fy azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;

Mz momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

2 IMPOSTAZIONE GENERALE 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.

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.

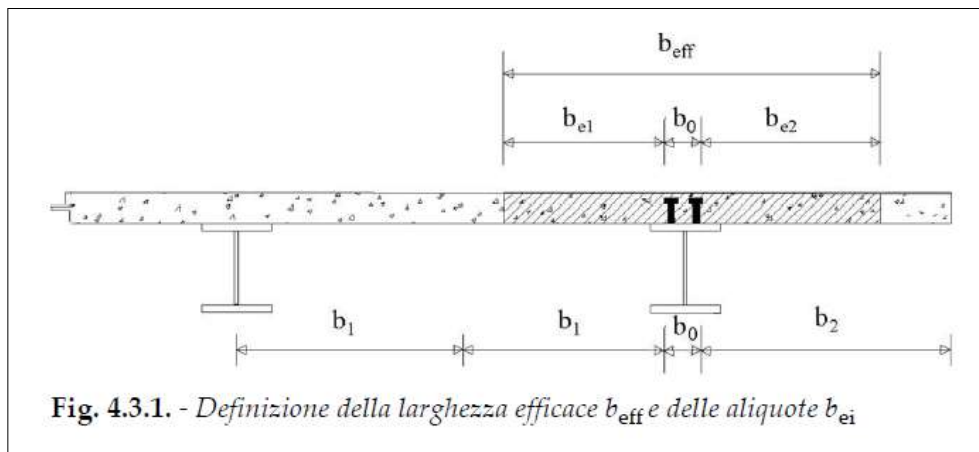


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

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

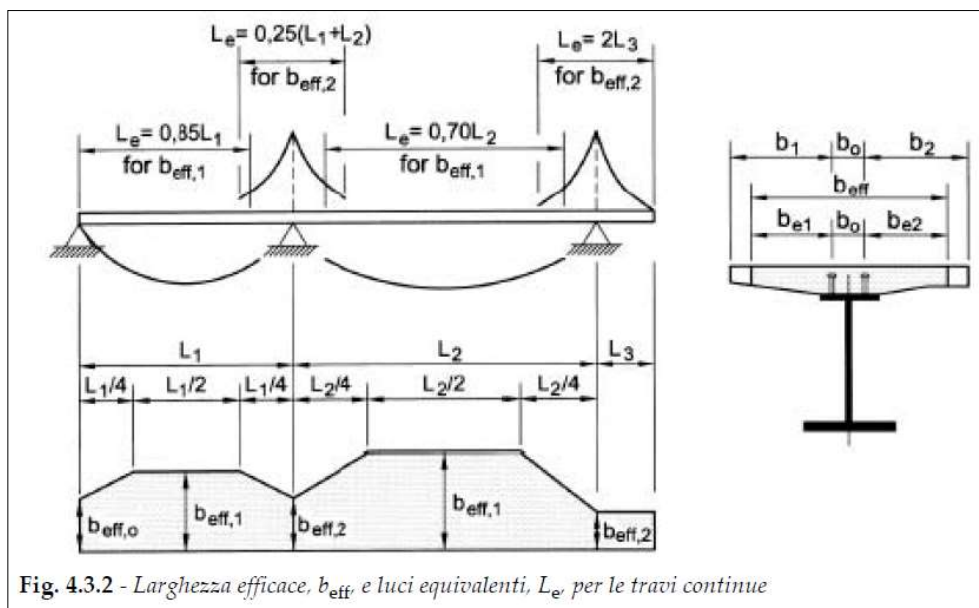


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

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 la larghezza efficace vale:

b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	23000	Lunghezza della trave
b_1	mm	1050	Seminterasse destro
b_2	mm	1050	Seminterasse sinistro
b_{e1}	mm	850	
b_{e2}	mm	850	
b_{eff}	mm	2100	Larghezza efficace

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

b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	23000	Lunghezza della trave
b_1	mm	1740	Seminterasse destro medio
b_2	mm	1050	Seminterasse sinistro
b_{e1}	mm	1540	
b_{e2}	mm	850	
β_1	mm	0.92	
β_2	mm	1.00	
b_{eff}	mm	2672	Larghezza efficace

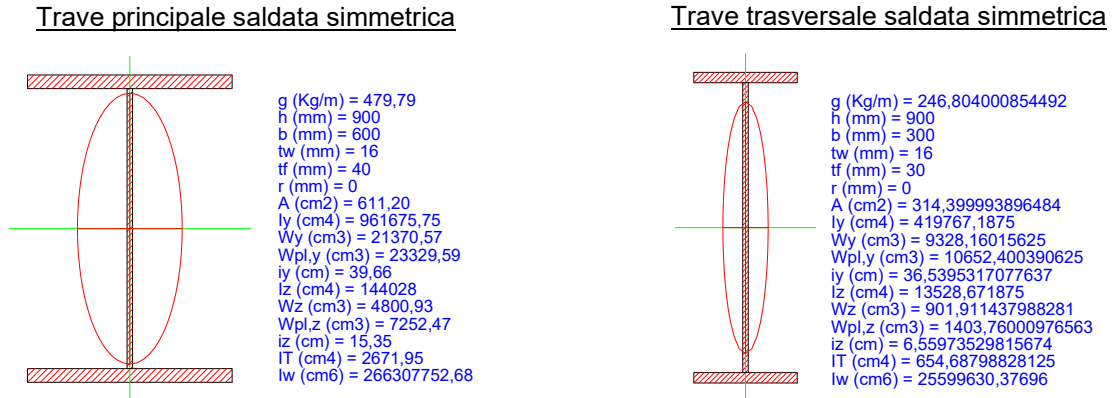
Per la trave di estremità lato Sud la larghezza efficace vale:

b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	23000	Lunghezza della trave
b_1	mm	975	Seminterasse destro medio
b_2	mm	1050	Seminterasse sinistro
b_{e1}	mm	775	
b_{e2}	mm	850	
β_1	mm	1.00	
β_2	mm	1.00	
b_{eff}	mm	2025	Larghezza efficace

2.1.6 Sezioni di verifica

2.1.6.1 Proprietà geometrico-statiche

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



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.

<u>Trave principale saldata simmetrica</u>		<u>Trave trasversale saldata simmetrica</u>	
600x900 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm ²) 355 $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$		300x900 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm ²) 355 $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$	
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{292}{40 \times 0,81} = 8,97$	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{30 \times 0,81} = 5,82$	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{30 \times 0,81} = 5,82$
	FLESSIONE Mz $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1	FLESSIONE Mz $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{820,0}{16 \times 0,81} = 62,99$	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{840,0}{16 \times 0,81} = 64,53$	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{840,0}{16 \times 0,81} = 64,53$
	FLESSIONE My $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4	FLESSIONE My $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1

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 forfaitariamente 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:

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

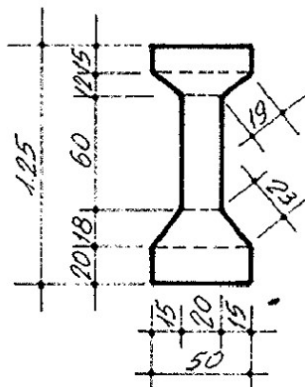
2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

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:



Le sezioni delle travi di primo ampliamento sono sezioni saldate simmetriche a completo ripristino.

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 (pulsone, 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_{Q1}	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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

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

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 2-4. Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni 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 interessata (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	4.80
Traversi di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	2.47

Impalcato primo ampliamento (2004)

Trave di primo ampliamento	acciaio	kN/m	5.05
----------------------------	---------	------	------

Impalcato esistente (anni '60)

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	10.00
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	6.25

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 primo ampliamento (2004)

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

Impalcato esistente (anni '60)

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 metallica 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.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{2300}{10000} = 0.23 \text{ cm}$$

3.2.2.3 Reologia calcestruzzo

Il calcolo degli 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.

Ritiro [DM 2018]			
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	34077.15	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	2100	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mm^2	525000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0.7	
ϵ_{c0}	%	-0.255	deformazione da ritiro per essiccamento in %
$\epsilon_{cd,\infty}$	%	-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
$\beta_{ds}(t-t_s)$		0.97604	
ϵ_{cd}	%	-0.17422	deformazione per ritiro da essiccamento
$\epsilon_{ca,\infty}$	%	-6.25E-05	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno

ε_{ca}	‰	-6.25E-05	deformazione per ritiro autogeno
ε_{cs}	‰	-0.1742	deformazione totale per ritiro
n		15.6112	coefficiente di omogeneizzazione
e	mm	575	
Ned	kN	-1084,32	Sollecitazioni equivalenti agenti sulla sezione composta
Med	KNm	-402,07	

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	2100	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
Ac	mmq	525000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t0,T	giorni	28	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
α		1	con $\alpha=1$ $t=t_0, T$
t0		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$\beta(t_0)$		0.49	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
$\beta(fcm)$		2.56	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
ϕ_{RH}		1.25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
ϕ_0		1.5667	coefficiente nominale di viscosità
β_H		1359.70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359.70	valore da considerare
$\beta_c(t-t_0)$		0.98	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
$\phi(t-t_0)$		1.53	coefficiente di viscosità
E28		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’approccio 1 facendo riferimento alla tabella 6.1 (di seguito riportata):

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°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	10	5
- concrete beam	15	8
- concrete slab	15	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	b _{eff}	mm	2000	2000
altezza soletta	h _c	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	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	240	240
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	736,1	-883,3

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

Ampliamento 2004

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/°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

Impalcato anni '60

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 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 presso-flessione) 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	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	-1635,7
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	420	420
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1288,1	-687,0

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
- as: 54 m
- ca: 1,0
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- cr: 1,0
- vr: 25,00 m/s
- qr: 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 $\phi=1$.

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: $h_T = 0,90$ m e $d = 2,10$ m.

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 2,30$ per cui il valore interpolato vale $\mu = 0,29$ 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	0,90	0,40	3,00	4,30	6,45	1,27	8,16

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 sopravento 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		19,175	367,68	8,16	0,06
2	2,10	17,075	291,56		0,05
3	2,10	14,975	224,25		0,05
4	2,10	12,875	165,77		0,04
5	2,10	10,775	116,10		0,03
6	2,10	8,675	75,26		0,03
7	2,10	6,575	43,23		0,02
8	1,80	4,775	22,80		0,01
9	1,95	2,825	7,98		0,01
10	2,00	0,825	0,68		0,00
11	2,00	-1,175	1,38		0,00
12	2,00	-3,175	10,08		-0,01
13	2,00	-5,175	26,78		-0,02
14	2,00	-7,175	51,48		-0,02
15	2,00	-9,175	84,18		-0,03
16	2,00	-11,175	124,88		-0,03
17	2,00	-13,175	173,58		-0,04
18	2,00	-15,175	230,28		-0,05
19	2,00	-17,175	294,98		-0,05
20	2,00	-19,175	367,68		-0,06
	38,35		2680,61		

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.

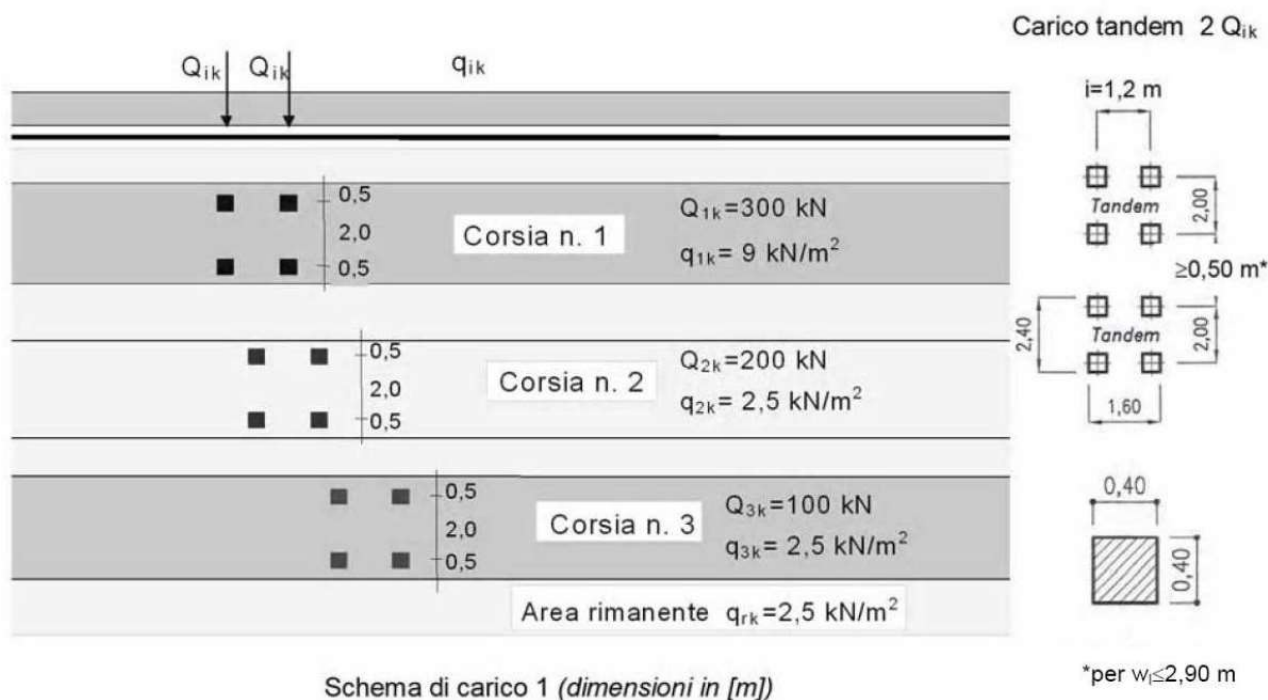


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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 NTC2008)

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 traversi e sulle sezioni di mezzera campata e asse appoggi.

Le seguenti immagini riportano alcune disposizioni trasversali di carico adottate nel modello di calcolo.

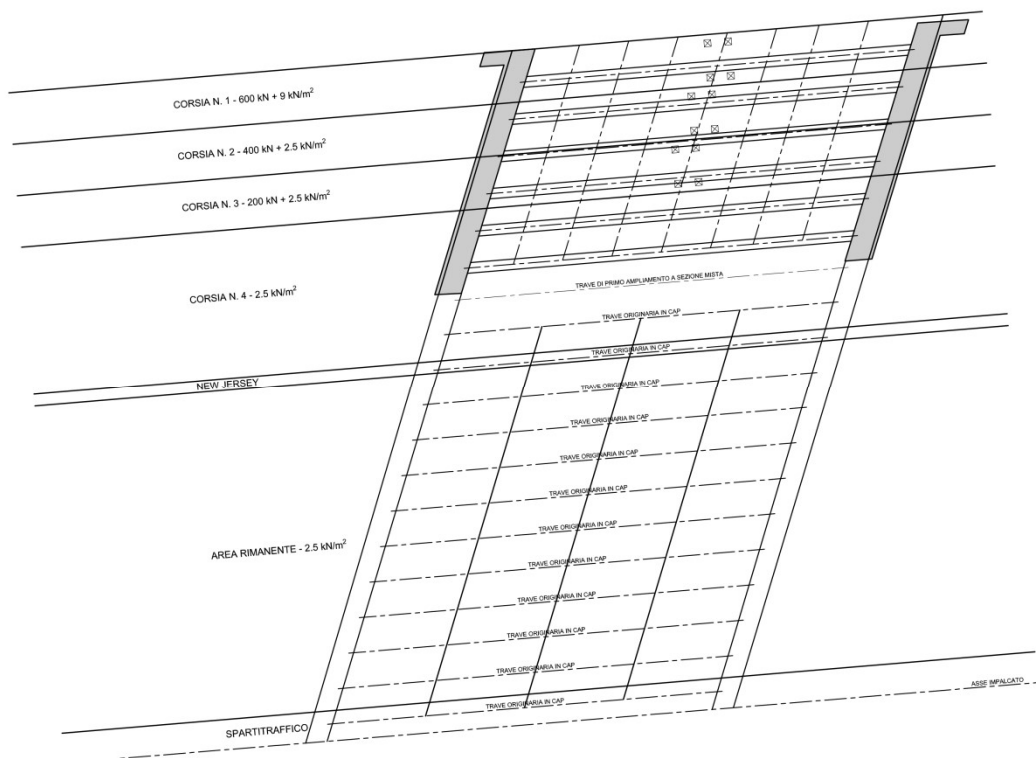


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto

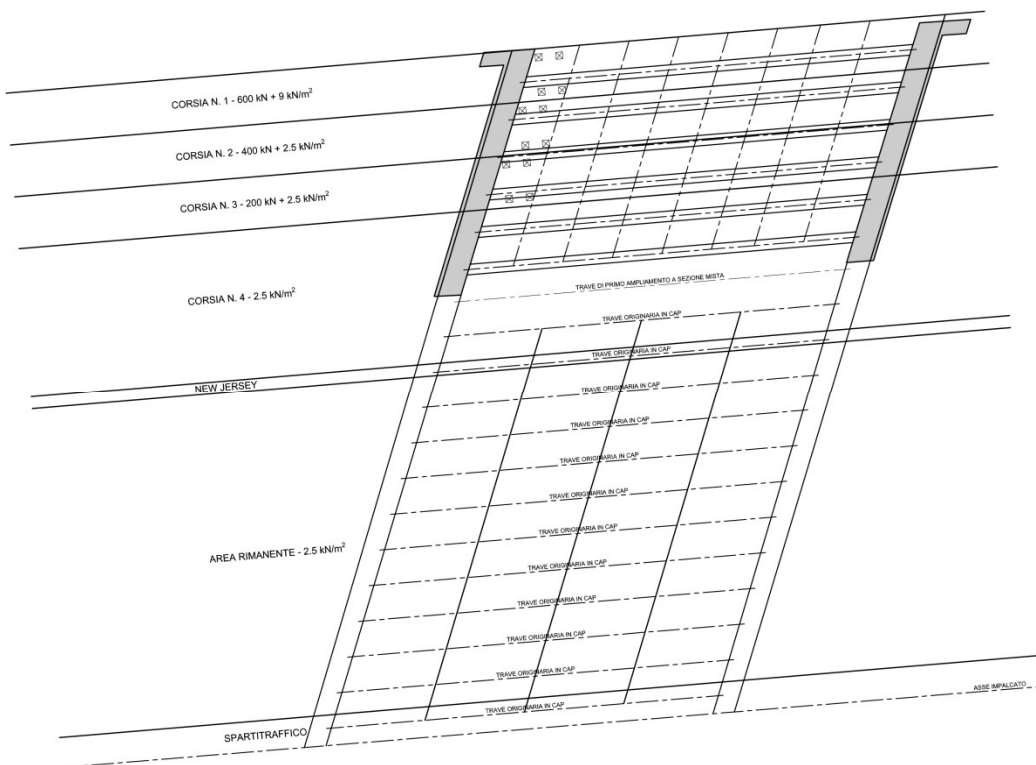


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massimo taglio impalcato di progetto

• **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

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

essendo w_l 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	23
wl	m	3
q3	kN	422

Il contributo agente sulle corsie di marcia lente verrà in ogni caso distribuito uniformemente sulle travi direttamente poste sotto la corsia 1.

• **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.

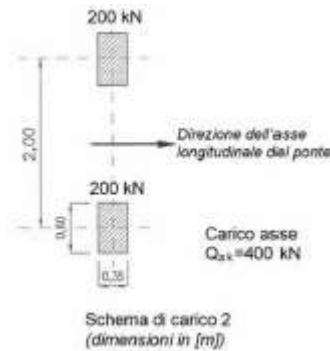


Figura 3-6. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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 sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa (cap.5.1.3.10 delle 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 $0.3q_{rk}$.

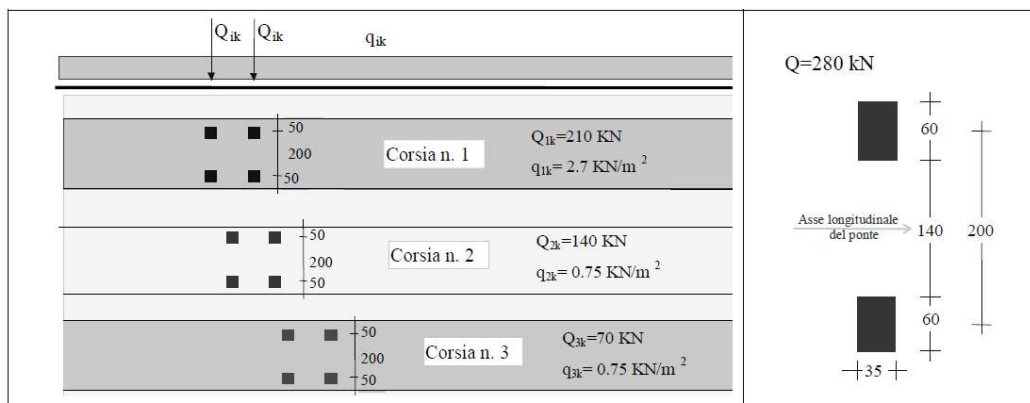


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

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 = (altezza della barriera – 0.10m) e h_2 = 1.00 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.

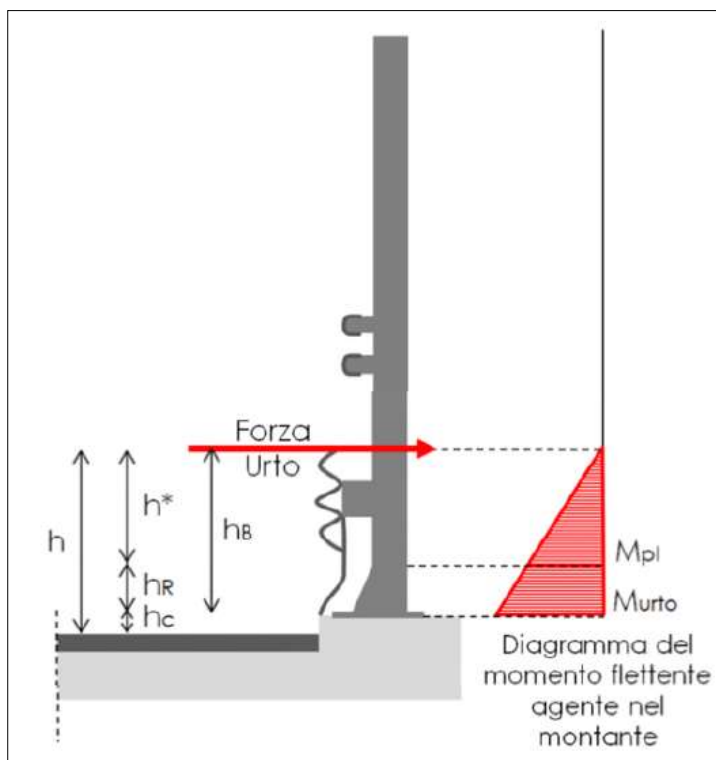


Figura 3-8. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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

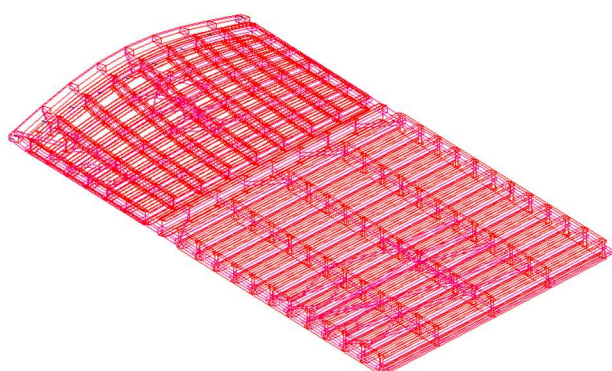
Le resistenze passive dei vincoli sono state trascurate in quanto non generano azioni sull'impalcato. Risultano, invece, influenti per il calcolo delle sottostrutture.

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.1.6 del presente elaborato.

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



Modo 1 $T=0,448$ s



Modo 2 $T=0,388$ s

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.

3.5 CARICHI SU BARRIERE FOA

Di seguito sono specificati i carichi agenti sulle barriere FOA.

FOA TIPO 4 - H=6.50m (sollecitazioni per montante di bordo)	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		5,80				0,50
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		20,00				6,00
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-51,70	3,50				174,20
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	51,70	-3,50				-174,20
5: Neve						
6: Pressione dinamica veicolare	21,50	-1,40				-72,40
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,00					-22,50
8: Sisma	0,00					0,00

4 ANALISI IMPALCATO

4.1 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 con lo scopo di ripartire i carichi.

I due impalcati di cui è costituito l'intero corpo stradale risultano essere simili, sia come numero di travi (esistenti e nuove) che come larghezza di ampliamento. Inoltre, tra i due impalcati è presente un giunto longitudinale che li rende sostanzialmente indipendenti. Per tale motivo, si è proceduto alla modellazione di un solo impalcato. Le considerazioni sopra effettuate permettono di estendere i risultati dei calcoli anche al secondo impalcato.

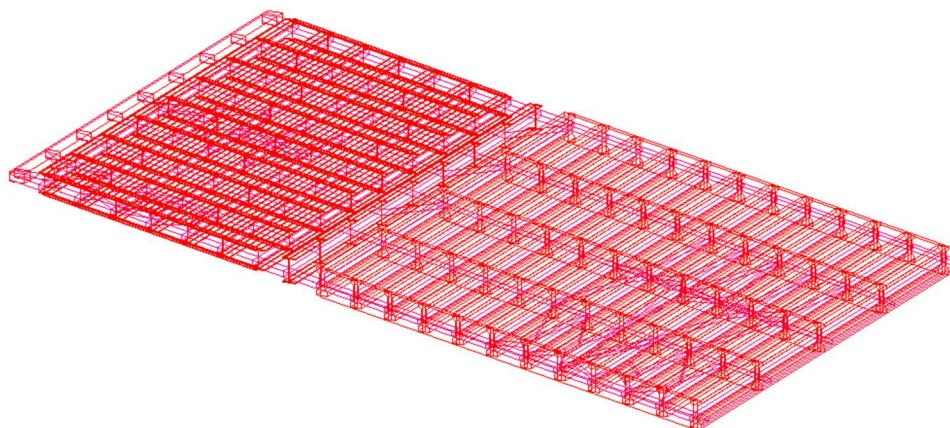


Figura 4-1. Modello FEM estruso

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
Permanente	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	0,90
Vento Y+	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	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	0,00
Frenatura	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
Tandem M	1,35	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00
Tandem V	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,35	0,00	1,01
Termica uniforme	0,90	0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	0,90

FASE 3 STATICA										
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	-0,90	-0,90
0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00
0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50
1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01
0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00	1,01	0,00
0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	-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
Permanente	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
Tandem M	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
Sisma X	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	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

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30
-1,00	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30
0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,20	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
-1,00	1,00	-1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30
1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30
0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00

4.1.2 Verifiche

4.1.2.1 Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento

- **Sollecitazioni di calcolo 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 e i tassi di sfruttamento della sezione.

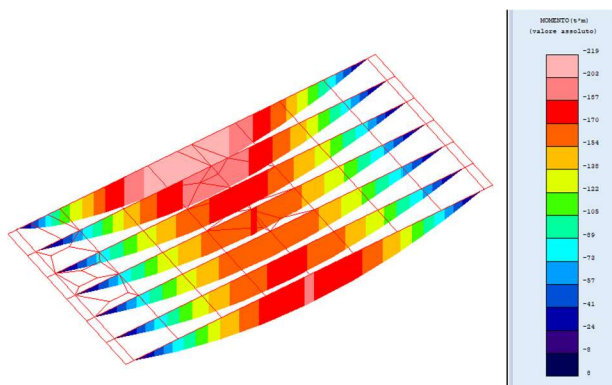


Figura 4-2. Involucro M_x [tm]

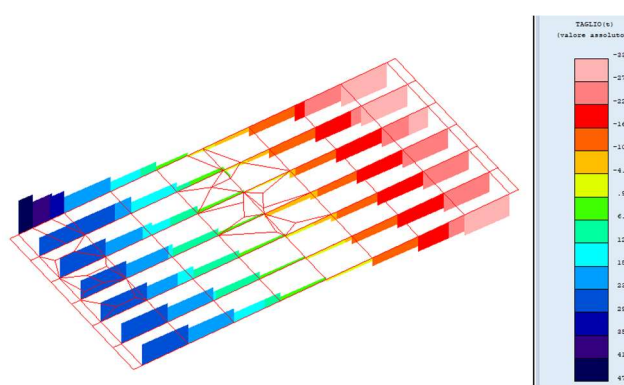


Figura 4-3. Involucro T_y [t]

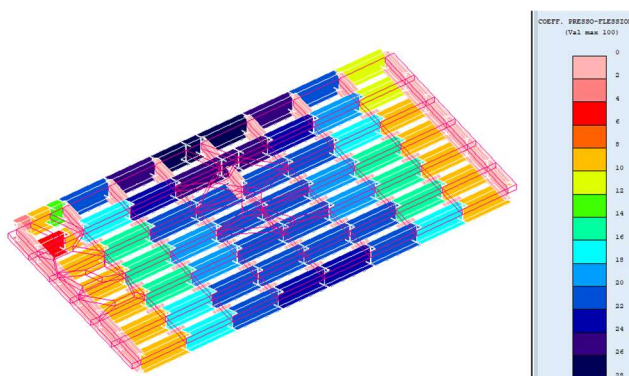


Figura 4-4. Tasso di sfruttamento per flessione

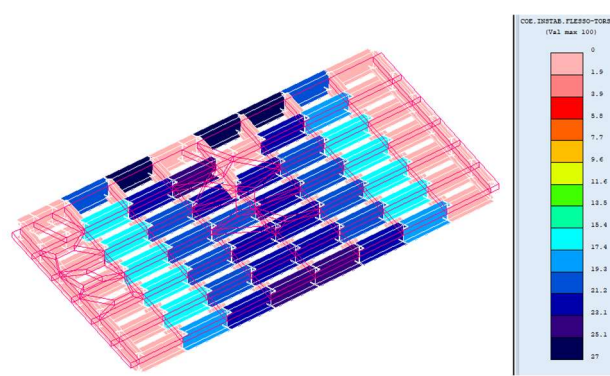


Figura 4-5. Tasso di sfruttamento per flessione-torsione

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

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

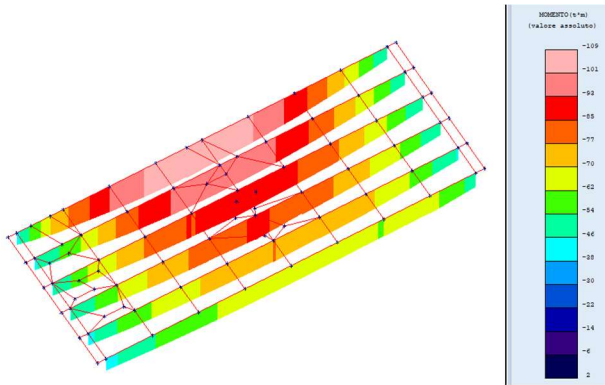


Figura 4-6. Inviluppo Mx [tm]

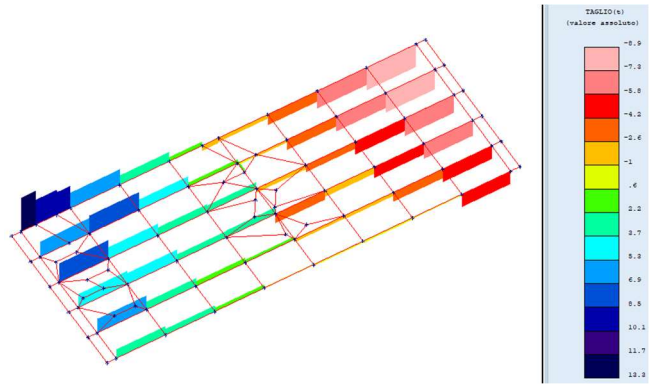


Figura 4-7. Inviluppo Ty [t]

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

Nella fase 3 agiscono tutti i carichi da traffico, il vento e l'azione termica. Si riportano a seguire i diagrammi delle sollecitazioni di calcolo agenti.

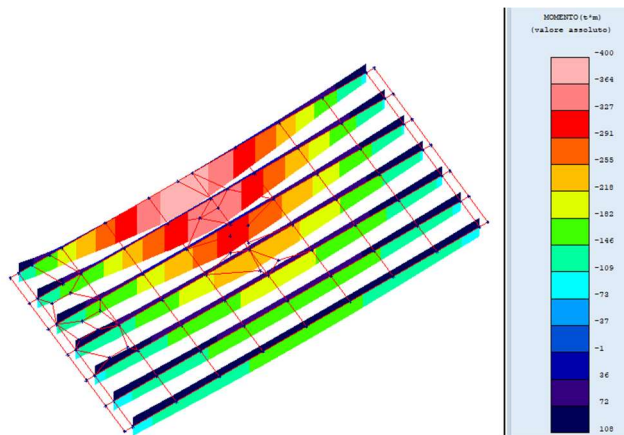


Figura 4-8. Inviluppo Mx [tm]

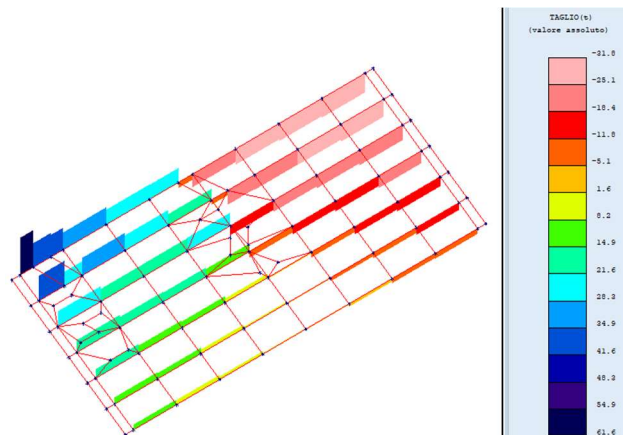


Figura 4-9. Inviluppo Ty [t]

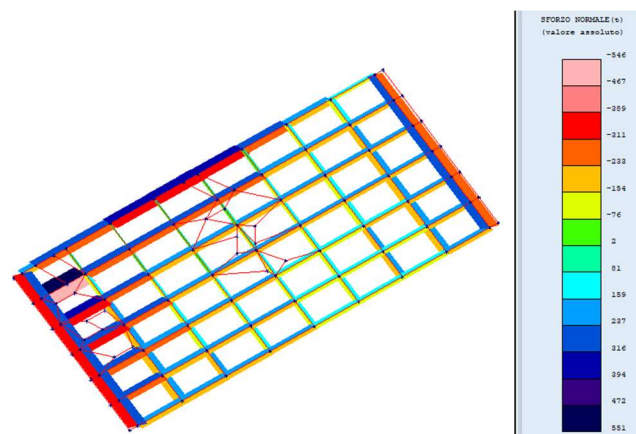


Figura 4-10. Inviluppo N [t]

• **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	210000	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
fck	Mpa	35				fyk	Mpa
fcm	Mpa	43				fyd	Mpa
fcd	Mpa	19,83					
Caratteristiche geometriche sezione mista							
Caratteristiche acciaio				Caratteristiche soletta			
b1	mm	600	hc	mm	250		
b2	mm	600	beff	mm	2100		
tf1	mm	40	h's	mm	40		
tf2	mm	40	As	mmq	2667		
h	mm	900					
tw	mm	16					
g	Kg/m	479,8					
A	cmq	611,2					
ly	cm4	961676					
Wpl,y	cm3	23330					

Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	N [kN]
1	2190	470	0
2	1090	133	890
3	4000	616	3500
totale	7280	1219	4390

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]	450	486	365				
Aid [cm2]	611,2	14534,7	8789,4				
lid [cm4]	961676	1743462	2189952				
σ_c [MPa]	0	-2,56	-14,78	-17,34	<	-19,83	
σ_s [MPa]	0	-28,51	-63,38	-91,89	<	391,3	

σ_{as} [MPa]	-102	-15,41	-24,98	-142,39	<	338,1
σ_{ai} [MPa]	102	40,89	139,02	281,91	<	338,1

Verifica a taglio

Ved kN 1.219 taglio sollecitante di calcolo

$$V_{Rd} = \frac{A_v \times f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{(820 \times 16) \times (355/1.05)}{\sqrt{3}} = 2.561 kN \quad \text{taglio resistente}$$

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	820	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		51,25	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			
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau}$		48,59	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	23000	lunghezza della trave
$\kappa\tau$		5,35	
fyw	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σE		72,34	
τ_{cr}	MPa	386,65	
λ_w		0,73	
γ_{M1}		1,10	
χ_w		1,20	
Vba,Rd	kN	2934	resistenza all'instabilità per taglio
Ved	kN	1219	taglio sollecitante di calcolo

Non sono necessari irrigidimenti dell'anima.

4.1.2.2 Progetto connettori

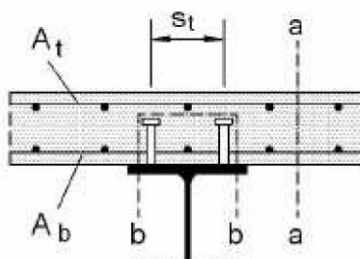
I connettori vengono dimensionati a completo ripristino. La forza di scorrimento massima che devono sopportare è pari a minimo tra la massima compressione in soletta $V_c = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ e la massima trazione nella trave d'acciaio $V_a = A_a \cdot f_{ywd}$

Vc	kN	11243	Massima compressione soletta
Va	kN	20664	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	11243	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento

hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	23	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		52	
Nr		2	numero connettori affiancati
i,max	mm	442	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 NTC2008 per le due sezioni a-a e b-b.



Vsd	kN	300	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
t rd	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	0	0	150
3	0	280	1600
totale	0	280	1750

Verifica membrature inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Ned	N	1750000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	36000000	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	
χ min		0,9209	
	Verifica	0,184	

Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	280	
Vrd	kN	1780	
Ved/Vrd		0,16	< 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:

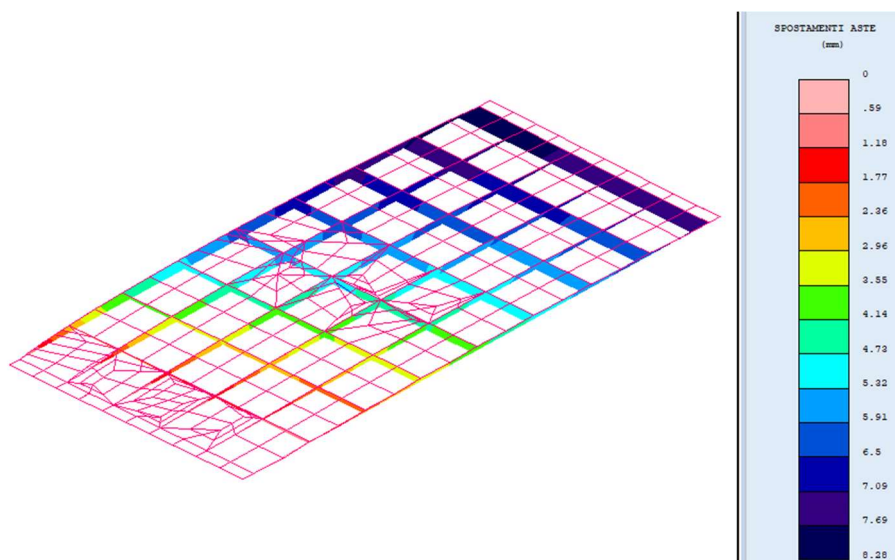
d	mm	940	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		58,75	rapporto altezza/spessore
ε		0,81	
η		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48,82	rapporto limite anima non irrigidita
E' necessario verificare ad instabilità l'anima			
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$		52,43	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	2000	lunghezza della trave
$\kappa\tau$		6,22	
fyw	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σE		55,05	
τcr	MPa	342,59	
λ_w		0,77	
$\gamma M1$		1,10	
χ_w		1,20	
Vba,Rd	kN	3363	resistenza all'instabilità per taglio
Ved	kN	280	taglio sollecitante di calcolo

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	C° ⁻¹	0.000012
ΔT	C°	30
L	mm	23000
ΔL	mm	±8.28

Il superiore calcolo viene confermato dal modello di calcolo, in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica ($\Delta_{max} = 8.28mm$):



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

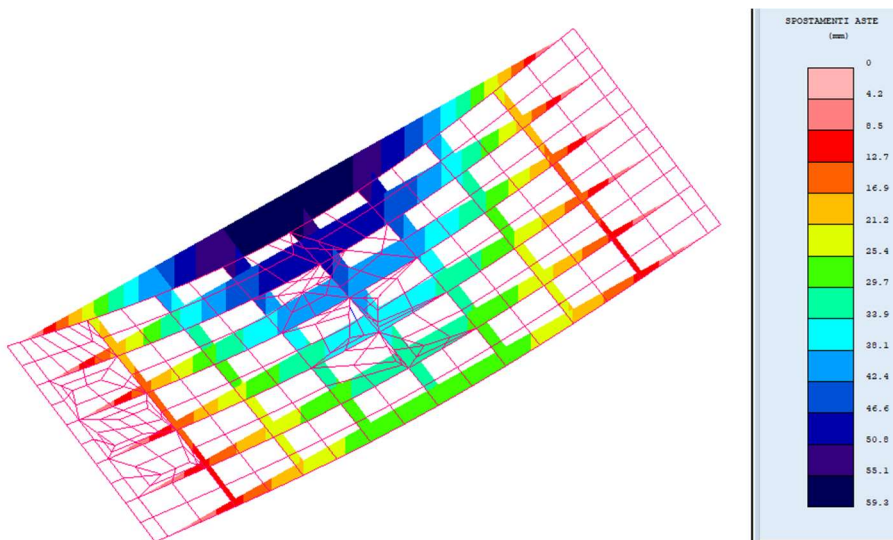
Azione verticale	1500 kN
Azione longitudinale	220 kN
Azione trasversale	220 kN

4.1.2.5 Verifica a deformazione

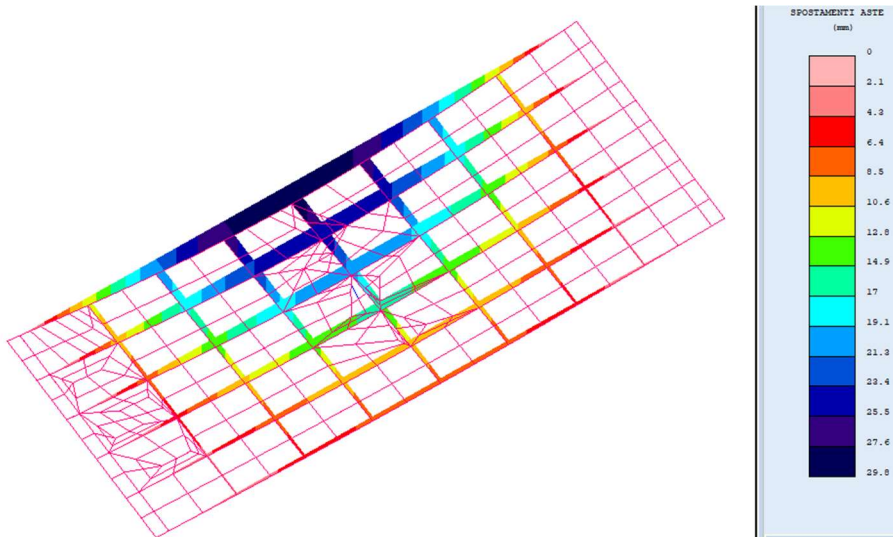
La verifica di deformazione è stata condotta ai sensi del § 4.2.4.2.1 delle NTC2018.

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	59.3	
Deformazione δ_2	mm	29.8	< L/300 = 76.6 mm
Contromonta δ_c	mm	0.0	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	89.1	< L/250 = 92.0 mm

Non si prevede per l'impalcato una contromonta.

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.

I due impalcati da cui è costituito l'intero corpo stradale risultano essere non simmetrici, sia come numero di travi (sia esistenti che nuove) che come larghezza di ampliamento. Tra i due impalcati è presente un giunto longitudinale che li rende indipendenti. Per tale motivo si è proceduto alla modellazione dell'intero impalcato.

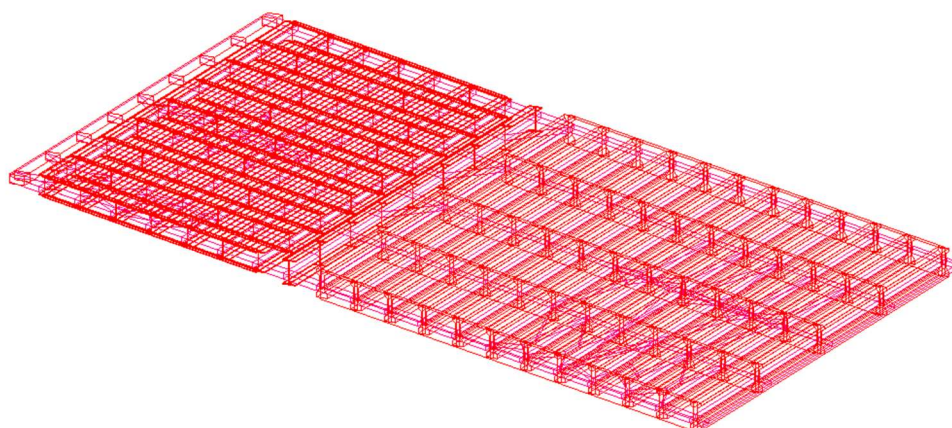


Figura 4.8. Modello FEM

4.2.1.2 Analisi del modello

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.4, 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 travi impalcato anni '60

- Verifica SLU

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

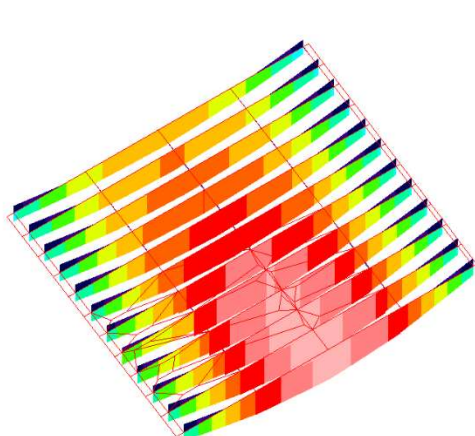


Figura 4-11. Involucro Mx [tm]

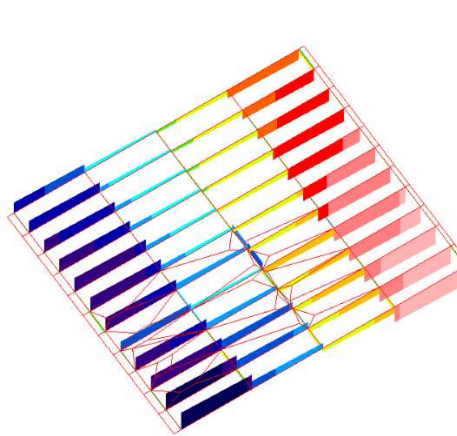
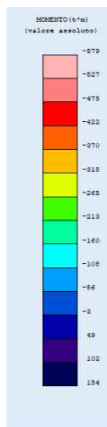
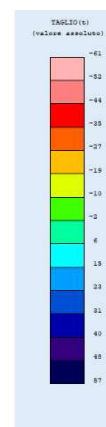


Figura 4-12. Involucro Ty [t]



- 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	1500
μ		0,73
t	h	500000
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$		4,5%
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	49,8

Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo

T =	507,74 kN	tiro iniziale del cavo equivalente
A _{trefoli} =	4,62 cm ²	area trefoli
A _{trave} =	4000,00 cm ²	area trave c.a.p.
JG _{trave} =	6,986E+06 cm ⁴	momento inerzia trave c.a.p.
e _{trefoli} =	44 cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
k =	2,11	(1 + e ² / JG _{trave} x A _{trave})
n =	6	coeff. di omogenizzazione trefoli-cl
$\Delta\sigma_p$ =	15,83 MPa	caduta di tensione per deformazione elastica

Cadure 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

$A_c =$	4000 cmq	area trave
$u =$	300 cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	26,666667 cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	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}	25,87 MPa	
$\epsilon_{ca,inf}$	0,0000397	deformazione da ritiro autogeno
ϵ_{cs}	0,0002797	deformazione totale da ritiro
$E_p =$	205000 MPa	modulo elastico trefoli
$\Delta\sigma_p =$	57,33 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 =	4000 cmq	area trave
u =	300 cmq	perimetro esposto all'aria
h0 =	26,666667 cm	dimensione fittiza $h_0 = 2Ac / u$
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 cls 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	49,76 MPa
Def. elastica	15,83 MPa
Ritiro	57,33 MPa
Viscosità	99,36 MPa
Cadute totali	222,28 MPa
Rapporto cadute/tiro iniziale	20,21%

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

• **Verifica della trave in c.a.p.**

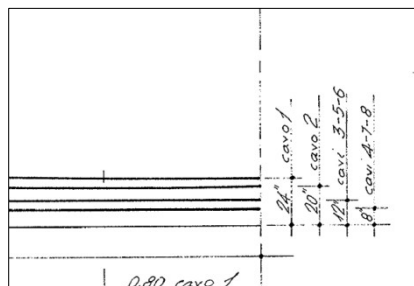
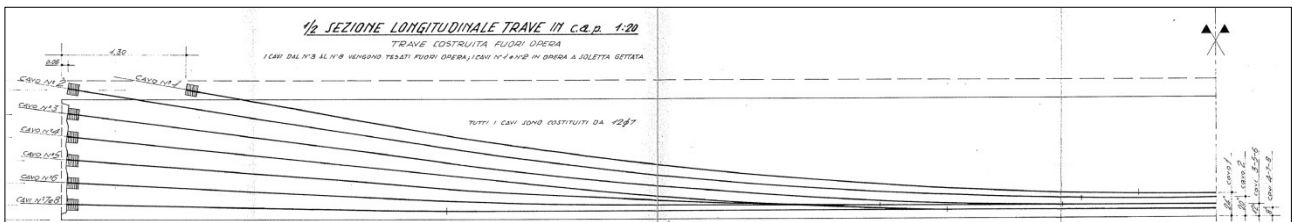
Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che le travi in c.a.p. dell'impalcato originario, sono state oggetto di rinforzo strutturale realizzato con la sovrapposizione di due strisce di fibre unidirezionali di carbonio A.R. 400 gr/m² largo 0.40 m posti longitudinalmente e di strisce di fibra unidirezionale di carbonio A.R. 300 gr/m² largo 0.500 m poste trasversalmente.

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 $M_{Ed}=5790$ kNm.

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzera dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 8 cavi costituiti da 12φ7 mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da 4φ14.



Titolo: []

N° Vertici: 16 **Zoom** **N° barre:** 3 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-100	150
2	-100	125
3	-25	125
4	-25	110
5	-10	98
6	-10	38

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	6.16	0	5
2	1.01	0	25
3	25	0	43

Armatura Precompressione

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	13.84	0	8	850
2	13.84	0	12	850
3	4.6	0	20	850
4	4.6	0	24	850

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5% ε_{c2} 2%
 f_{yd} 278 N/mm² ε_{cu} 3.5%
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.39% σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 6.902 kNm
 σ_c -25.87 N/mm²
 σ_s 278 N/mm²
 ε_c 3.5%
 ε_s 36%
 d 145 cm
 x 12.85 x/d 0.08862
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Tipo cavo
 Trefolo
 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

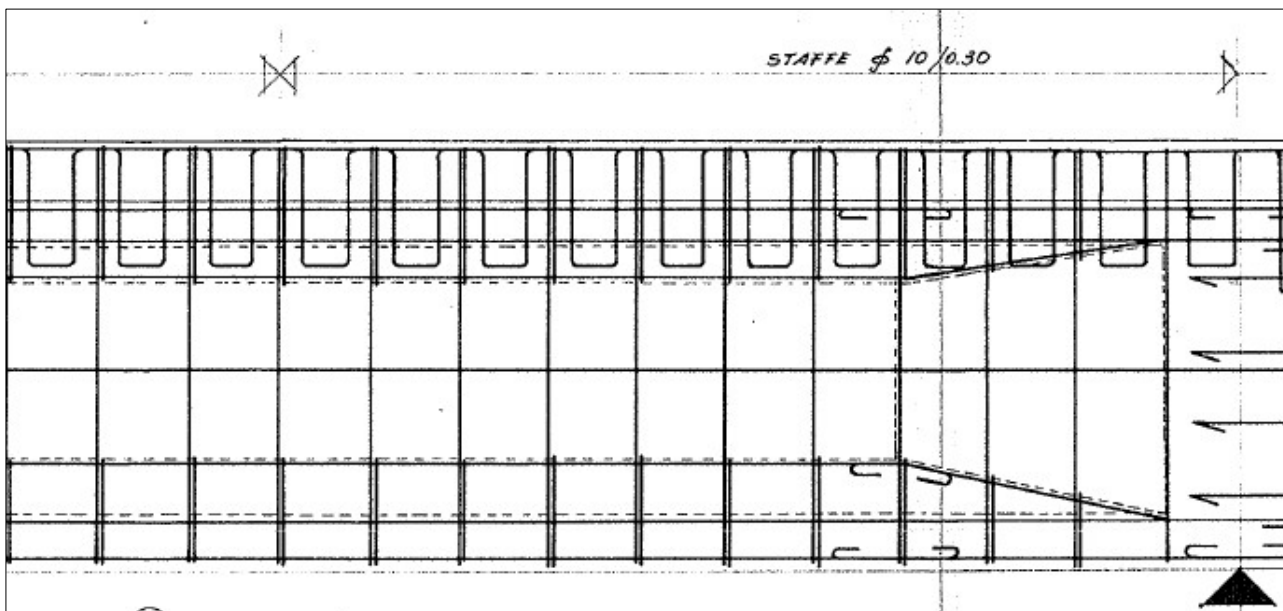
σ_{sp} 1.220 N/mm²
 ε_{sp} 39.43% compressa predef.

Precompresso

Il massimo momento resistente è pari a $M_{Rd}=6902$ 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 $\Phi 10/30$ cm disposte nell'anima e nelle ali:



DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
20	145	5

DATI MATERIALE

fcđ [MPa]	fyđ [MPa]
25.87	278

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
1.57	2	90	30
cot θ [°]	V _{rcđ} [t]	V _{r_{sd}} [t]	V _{rd} [t]
2,5	112.39	45.85	→ 45.85

Si raggiunge, dunque, una resistenza a taglio agli appoggi pari a 458,5 kN, inferiore al taglio di calcolo pari a V_{ed}=610 kN.

La verifica non è soddisfatta per cui si procede con il rinforzo a taglio mediante l'utilizzo di FRP da 400 g, applicato a U per l'intera altezza della trave e vincolato con opportuni connettori meccanici per garantire l'ancoraggio. Si considerano i seguenti valori:

- E = 230000 MPa modulo elastico del laminato
- f_{fk} = 2800 MPa resistenza a trazione del laminato
- t_f = 0.225 mm spessore equivalente del laminato

in accordo al CNR – DT 200:

tf	0.225	mm	spessore equivalente
bf	200	mm	base rinforzo
pf	200	mm	Passo rinforzo (disposto in continuità)
f_{fk}	2800.0 0	MPa	resistenza caratteristica del rinforzo di FRP
Ef	230000	MPa	modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP
ϵ_{fk}	0.012	-	Deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo di FRP
kG	0.037	MPa	
bf/b	0.063	MPa	
kb	1.18	-	
Γ_{fd}	0.459	N/mm	valore di progetto dell'energia specifica di frattura
fbd	3.674	MPa	
γ_{rd}	1.25	-	
led	200.0	mm	lunghezza ottimale di ancoraggio
γ_{fd}	1.20	-	
ffdd	807.5	MPa	Resistenza di progetto al distacco del rinforzo di modo 1
lb	200	mm	lunghezza di ancoraggio possibile
$ffdd_{rid}$	807.52	MPa	Resistenza di progetto ridotta al distacco del rinforzo di modo 1
kG,2	0.1	mm	
kq	1.25	-	1,25 carichi distribuiti, 1 altri casi
η_a	0.85	ambiente aggressivo	
γ_{Rd}	1		flessione 1, taglio 1,2, confinamento 1,1
γ_f	1.2		
ffed	764.8	MPa	Tensione efficace di calcolo
Vrdf	903.5	kN	Contributo al taglio resistente della fibra
Vrd	1123.5	kN	$V_{Rd} = \min \{V_{Rcd}, V_{Rds} + V_{fd}\}$

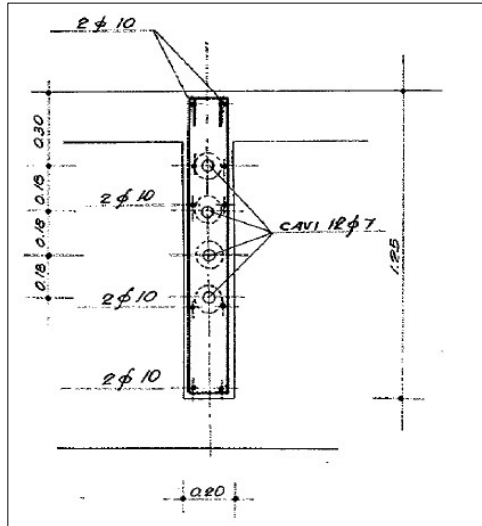
• **Verifica del traverso in c.a.**

Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che i traversi in c.a. dell'impalcato originario, sono stati oggetto di rinforzo strutturale realizzato 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=2.70 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 $M_{Ed}=210\text{kNm}$.



Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	125

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.57	5
2	1.57	48
3	1.57	84
4	1.57	120

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

Armatura Precompressione
 N° strati cavi Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	4.62	30	850
2	4.62	48	850
3	4.62	66	850
4	4.62	84	850

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd} kN m

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Tipo cavo

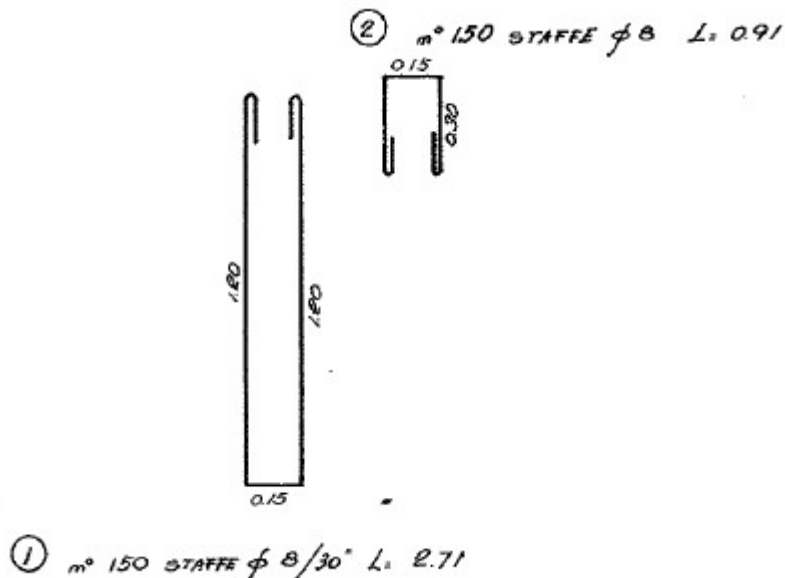
 ϵ_{su} ‰
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c
 ϵ_{syd} ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} ‰ compresa prefef.

Il massimo momento resistente è pari a $M_{Rd}=865,90$ 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 $\Phi 8/40$ cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio.



DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
20	125	5

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
25.87	278

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
1.00	2	90	30
cot θ [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]	Vrd [t]
2,5	96.34	25.15	→ 25.15

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 251,50 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=135 kN. La verifica è soddisfatta.

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 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)

L’opera in progetto presenta:

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

Per l’ampliamento 2 si è scelto di analizzare la Spalla Direzione Bologna Carreggiata Nord, 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	NORD	FONDAZIONE		INDIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento				
L1		16.50	[m]	Larghezza zattera
L2		16.94	[m]	Larghezza paramento
L3		1.50	[m]	Risega su zattera esistente
L4		1.07	[m]	Sbalzo zattera
B		5.34	[m]	Lunghezza zattera
b1		1.41	[m]	Lunghezza retrozattera
b2		1.56	[m]	Spessore paramento
b3		2.37	[m]	Lunghezza avanzzattera
b4		1.56	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.
b5		0.75	[m]	Spessore paraghiaia
b6		0.28	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)
H _{TOT}		8.52	[m]	Altezza totale
H1		1.60	[m]	Spessore zattera
H2		5.20	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia
H3		0.00	[m]	Spessore cordolo in c.a.
H4		1.72	[m]	Altezza paraghiaia
H5		0.34	[m]	Altezza baggio (valore medio)
H _{zav_M}		6.92	[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}		40.89	[m]	Larghezza Totale Impalcato
B _{imp}		16.94	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi
L _{imp}		23.90	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)
n _T		7.00		Numero travi principali
i _T		2.10	[m]	Interasse travi principali
A _T		0.06	[m ²]	Sezione trave principale
L _{tr}		18.90	[m]	Lunghezza traversi
n _{tr}		9.00		numero traversi compresi quelli di testata
A _{tr}		0.03	[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}		0.61	[m]	altezza cordolo sicurvia
B _{cord_sic}		1.10	[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
s _{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

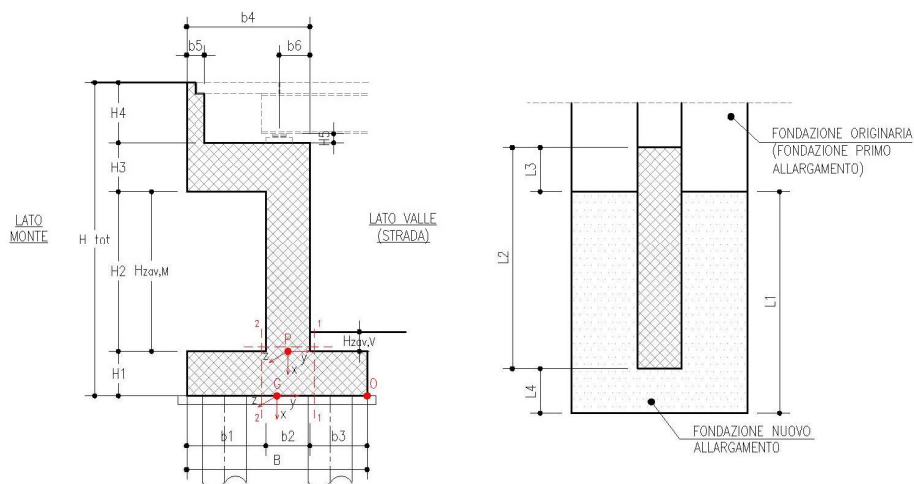


Figura 5-2. Sistema di riferimento

Caratteristiche dei materiali			
Fondazione			
Calcestruzzo		C28/35	
R _{ck}		35	[N/mm ²]
f _{ck}		28	[N/mm ²]
Copriferro		40	[mm]
Classe di esposizione		XC2	
Paramento			
Calcestruzzo		C32/40	
R _{ck}		40	[N/mm ²]
f _{ck}		32	[N/mm ²]
Copriferro		35	[mm]
Classe di esposizione		XF2	
Acciaio			
f _{yk}		450	[N/mm ²]
Pesi specifici			
γ _{cls}		25	[kN/m ³]
γ _{steel}		78.5	[kN/m ³]
γ _{pav}		22	[kN/m ³]
Sovraccarico accidentale da traffico			
q		20	[kN/m ²]
Parametri geotecnici del terreno di rilevato			
γ _{terreno}		20	[kN/m ³]
φ' (M1)		35	[°]
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)			
γ _{terreno}		20	[kN/m ³]
φ		38	[°]
c'		0	[kPa]

Località:		Opera 61T (Via del Triumvirato)					
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	0.210	0.307	2.432	
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	0.293	2.871	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	1.00				
Coefficiente sismico orizzontale		k _h	0.293				
Coefficiente sismico orizzontale		k _v	0.146				
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	18.92	0.33					
φ - M1	35.00	0.61					
k_{AE} - M1	0.52						
<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	14.32	0.25					
φ - M1	35.00	0.61					
k_{AE} - M1	0.44						

Figura 5-3. Caratterizzazione Sismica del Sito

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, ottenute 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	-5.54	0.5	120	0	-60
Cordolo	-5.54	0.5	12	0	-6
FOA	-5.54	0.5	0	0	0
Guardrail	-5.54	0.5	1	0	-1
Pavimentazione	-5.54	0.5	27	0	-14
Vento	-5.54	0.5	0	0	0
Neve	-5.54	0.5	0	0	0
Tandem 1	-5.54	0.5	76	0	-38
Tandem 2	-5.54	0.5	0	0	0
Distribuito	-5.54	0.5	42	0	-21
Frenatura	-5.54	0.5	0	10	-58
Resistenza passiva dei vincoli	-5.54	0.5	0	8	-44
Sisma dir. oriz.	-5.54	0.5	0	103	-569
Sisma dir. vert.	-5.54	0.5	27	0	-13

Figura 5-4. 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		-2.60	0.00	202.80	0.00	0.00	
Cordolo in c.a.		-5.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
Paraghiaia		-6.06	-0.41	32.25	0.00	13.06	
TOTALE				235	0	13	
(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]	6.92		
Comb.	k0	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.43	-2.31	0.00	0	204	-471	
(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)		-3.46	0.00	0	59	-204	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
				k _h	0.29		
				k _v	0.15		
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		-2.60	0.00	-29.67	59.35	-154.31	
Cordolo in c.a.		-5.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
Paraghiaia		-6.06	-0.41	-4.72	9.44	-59.11	
Zavorra a tergo		-3.46	-1.49	0.00	57.11	-197.60	
TOTALE				-34	126	-411	
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.		-2.60	0.00	29.67	59.35	-154.31	
Trave in c.a.		-5.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
Paraghiaia in c.a.		-6.06	-0.41	4.72	9.44	-55.28	
Zavorra a tergo		-3.46	-1.49	0.00	57.11	-197.60	
TOTALE				34	126	-407	
(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	129.77	212.23	82	-3.46	-285
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	129.77	241.02	111	-3.46	-385

Figura 5-5. 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
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	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
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	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 (-tv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\

Figura 5-6. Elenco dei Carichi

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

Figura 5-7. 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	160	0	-80	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	235	0	13	0	0	0	0	204	-471	0	0	0
Totale	395	0	-67	0	0	0	0	204	-471	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	76	0	-38	0	0	0	42	0	-21
Sottostruttura	0	59	-204	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	59	-204	76	0	-38	0	0	0	42	0	-21
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	10	-58	0	8	-44	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	10	-58	0	8	-44	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	-27	103	-556	27	103	-583	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-34	126	-411	34	126	-407	0	82	-285	0	111	-385
Totale	-61	229	-967	61	229	-990	0	82	-285	0	111	-385

Figura 5-8. Sollecitazioni caratteristiche risultanti nella sezione di incastro del Paramento

5.2.2.3 Sollecitazioni risultanti

Azioni 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
N _{Ed}	533	692	633	555	395	554	494	417	479	357
V _{Ed}	366	366	380	380	366	366	380	380	564	535
M _{Ed}	-1061	-1141	-1189	-1150	-1038	-1118	-1165	-1127	-2009	-1887
[kN/m]										
[kN/m]										
[kNm/m]										
Azioni di calcolo										
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}	395	513	469	411	395	469	395	418	[kN/m]	
V _{Ed}	271	271	282	282	256	256	224	224	[kN/m]	
M _{Ed}	-786	-845	-881	-852	-735	-772	-623	-635	[kNm/m]	

Figura 5-9. Sollecitazioni risultanti di calcolo nella sezione di incastro del paramento

Azioni di calcolo massime per le verifiche				
	SLU/SLV	SLE_RARA	SLE_FREQ	SLE_QP
N _{Ed}	357	395	395	395
V _{Ed}	564	282	256	224
M _{Ed}	-2009	-881	-772	-635

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: 1Ø16/40 x 40 cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 61T Verifica Flessione Paramento - II Ampl

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

Titolo : 61T Paramento - II Ampliamento

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

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	156

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	19,01	6,2
2	38,01	149,8

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

Diagramma della sezione rettangolare con assi x e y e punto N.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 357 0 kN
 M_{xEd} 2009 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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

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 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

M_{xRd} 2.423 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 52,15 ‰
 d 149,8 cm
 x 9,422 x/d 0,0629
 δ 0,7

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] =	1560	Altezza della sezione	
d [mm] =	1504	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] =	4231.73	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	$\emptyset 12/40$	area staffe
s [mm] =	400	passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	936.07	Resistenza armature = 0.9 $d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	936.07	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	563.86	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Riepilogo verifiche

La tabella seguente riepiloga i risultati delle verifiche sezionali condotte sul paramento.

Paramento - Sezione incastro con fondazione							
ARMATURA PRINCIPALE							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{ctd} =$	18.13	N/mm ²
		$E_c =$	33346	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.02	N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon_{se}^I =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	1560	mm altezza		5	22	1901	62
c =	35	mm coprifer.		Lato valle		-	
Distanza barre doppio ordine =	0	mm		0	0	0	1498
				2° ordine			
N_{Ed} positivo di compressione				Lato monte			
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				10	22	3801	1498
y e distanza dell'armatura dal lembo superiore				Lato monte			
					Σ	5702	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione		posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}
			[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}
ENV-SLU		incastro con paramento	356.99	2009.21	563.86	2423.81	1.21
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffa} =$	12	mm		$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia		$s =$	400	mm passo	
Combinazione		posizione	V_{Rd0}	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}
ENV-SLU		incastro con paramento	493.33	932.34	4214.84	932.34	1.65
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</i>							
<i>Momento di fessurazione della sezione</i>							
		$M_{cr} =$	1599.6	kNm			
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm ²			
Combinazione		posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	STADIO
			[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-RARA		incastro con paramento	394.56	880.61	1.80	25.60	I
ENV-QP		incastro con paramento	394.56	634.55	1.30	18.45	I
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</i>							
<i>La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.</i>							
Condizioni ambientali		Aggressive		Armatura		Poco sensibile	
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm	$S_{adottata} =$	200	mm
		$\sigma_s =$	213	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione		posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	STADIO
			[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-FREQ		incastro con paramento	394.56	772.04	1.58	22.44	I
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm	$S_{adottata} =$	200	mm
		$\sigma_s =$	173	N/mm ²	$s_{max} =$	200	mm
Combinazione		posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	STADIO
			[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-QP		incastro con paramento	394.56	634.55	1.30	18.45	I

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	-7.14	0.02	120	0	-2
Cordolo	-7.14	0.02	12	0	0
FOA	-7.14	0.02	0	0	0
Guardrail	-7.14	0.02	1	0	0
Pavimentazione	-7.14	0.02	27	0	-1
Vento	-7.14	0.02	0	0	0
Neve	-7.14	0.02	0	0	0
Tandem 1	-7.14	0.02	76	0	-2
Tandem 2	-7.14	0.02	0	0	0
Distribuito	-7.14	0.02	42	0	-1
Frenatura	-7.14	0.02	0	10	-74
Resistenza passiva dei vincoli	-7.14	0.02	0	8	-57
Sisma dir. orizz.	-7.14	0.02	0	103	-734
Sisma dir. vert.	-7.14	0.02	27	0	-1

Figura 5-10. 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	213.60	0.00	0.00		
Paramento	-4.20	-0.48	202.80	0.00	97.34		
Cordolo in c.a.	-6.80	-0.48	0.00	0.00	0.00		
Paraghiaia	-7.66	-0.89	32.25	0.00	28.54		
Zavorra lato valle	-1.70	1.49	9.48	0.00	-14.08		
TOTALE			458	0	112		
(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	-5.06	-1.97	195	0	383		
(C3): Spinta delle terre - riposo							
			H_{SPINTA} [m]	8.52			
Comb.	k_0	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.43	-2.84	0.00	0	310	-879	
(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	-1.97	28	0	55	
Componente orizzontale		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-4.26	0.00	0	73	-310	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.293			
			k_v	0.146			
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	-31.25	62.51	-50.01		
Paramento	-4.20	-0.48	-29.67	59.35	-263.51		
Cordolo in c.a.	-6.80	-0.48	0.00	0.00	0.00		
Paraghiaia	-7.66	-0.89	-4.72	9.44	-76.47		
Zavorra a tergo	-5.06	-1.97	-28.55	57.11	-345.08		
Zavorra lato valle	-1.70	1.49	-1.39	2.77	-2.66		
TOTALE			-96	191	-738		
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	31.25	62.51	-50.01		
Paramento c.a.	-4.20	-0.48	29.67	59.35	-235.02		
Trave in c.a.	-6.80	-0.48	0.00	0.00	0.00		
Paraghiaia in c.a.	-7.66	-0.89	4.72	9.44	-68.12		
Zavorra a tergo	-5.06	-1.97	28.55	57.11	-232.86		
Zavorra lato valle	-1.70	1.49	1.39	2.77	-6.78		
TOTALE			96	191	-593		
(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	196.71	321.71	125	-4.26	-532
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	196.71	365.36	169	-4.26	-718

Figura 5-11. 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 terzo 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 (+kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Figura 5-12. Elenco dei Carichi

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	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
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	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	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4c	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4d	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4e	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C6	0.00	0.00	1.00	1.00	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
C8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	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
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

Figura 5-13. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica fondazione

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	160	0	-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	458	0	112	195	0	383	0	310	-879	28	0	55
Totale	618	0	109	195	0	383	0	310	-879	28	0	55
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	76	0	-2	0	0	0	42	0	-1
Sottostruttura	0	73	-310	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	73	-310	76	0	-2	0	0	0	42	0	-1
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	10	-74	0	8	-57	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	10	-74	0	8	-57	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	-27	103	-733	27	103	-734	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-96	191	-738	96	191	-593	0	125	-532	0	169	-718
Totale	-122	294	-1471	122	294	-1327	0	125	-532	0	169	-718

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

5.2.3.3 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

Azioni di calcolo	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
DESCRIZIONE	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}	1029	1188	1129	1052	813	972	913	836	959	714
V _{Ed}	527	527	541	541	527	527	541	541	795	751
M _{Ed}	-1151	-1155	-1254	-1252	-1189	-1193	-1292	-1290	-2552	-2510
DESCRIZIONE	Rara				frequente		quasi permanente			
COMBINAZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1		
N _{Ed}	813	931	887	830	813	887	813	836	[kN/m]	
V _{Ed}	390	390	401	401	372	372	332	332	[kN/m]	
M _{Ed}	-754	-756	-829	-828	-676	-678	-506	-506	[kNm/m]	

Figura 5-15. Sollecitazioni risultanti di calcolo nel baricentro della fondazione (punto G)

5.2.3.4 Calcolo sollecitazioni nel plinto di fondazione

Le massime sollecitazioni agenti nei pali sono desunte dalla relazione di calcolo geotecnica.

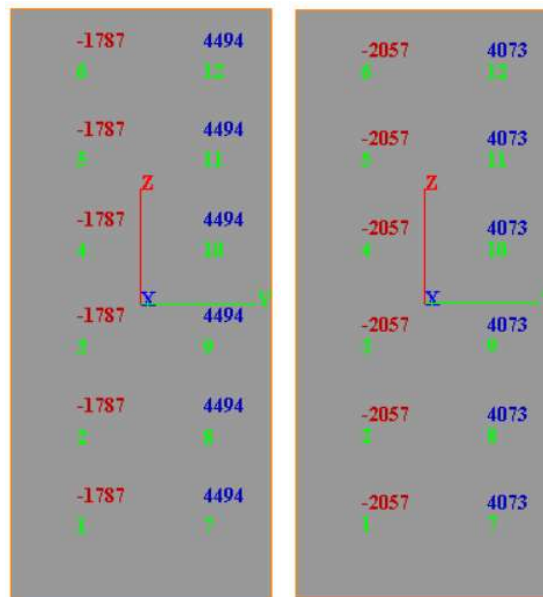


Figura 5-16. Riepilogo massime sollecitazioni Pali

5.2.3.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale)

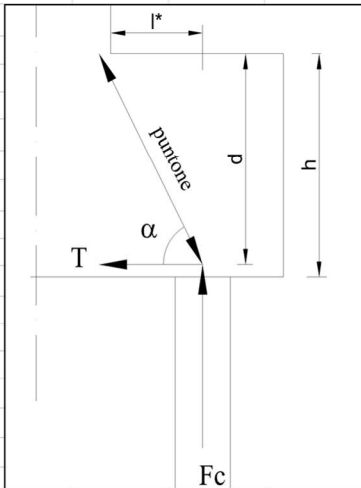
Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sull'avanzattera in direzione longitudinale (parallela all'asse impalcato).

Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø22/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø26/10cm
- Armatura trasversale: 1Ø20/20cm
- Armatura taglio (in corrispondenza dei pali tesi): Ø20/20x20cm
- Armatura taglio (altrove): Ø16/40x40cm

Calcolo sollecitazioni e verifiche

PALO/MICROPALO COMPRESSO SLV			
DATI			
h	1.60	m	altezza suola
c	0.04	m	copriferro
d	1.56	m	altezza utile
d _p	1	m	diametro pali
l*	1.49	m	distanza tra paramento e baricentro Palo
b	2.7	m	larghezza mensola (larghezza di diffusione)
H _{terreno retro}	6.92	m	Altezza terreno su retrozattera
H _{terreno avan}	0.2	m	Altezza terreno su avanzattera
b1	1.31	m	Lunghezza retrozattera
b3	2.23	m	Lunghezza avanzattera
F _c	4494	kN	Forza di Compressione Palo
γ _{terreno}	20	kN/m ³	Peso Specifico Terreno
γ _{cls}	25	kN/m ³	Peso Specifico CLS
Q _{stradale}	20	kN/m ²	Carico Stradale
ψ _{2j}	0.2		Coeff. di combinazione sismico Carichi Stradali
ψ _{1j0}	0.4		Coeff. di combinazione frequente Carichi Stradali
P.p Terreno	24	kN	Peso Proprio Terreno gravante su Avanzattera
P.p Fondazione	241	kN	Peso Proprio Fondazione gravante su Avanzattera
Carico stradale	0	kN	Carico Stradale gravante su Avanzattera
F _c	4229	kN	Azione Assiale a Compressione di Verifica
l**=l*+0,15d	1.72	m	
z=0,85d	1.33	m	
α=arctan(z/l**)	37.57	°	
T=F _c /tanα	5498	kN	
A _{s,min}	14052	mm ²	
n	27		
Φ	26	mm	
A _s	14335	mm ²	
Verifica tirante	OK		
P=F _c /senα	6937	kN	
f _{cd}	15.87	MPa	
Φ _{puntone} =Φ _{perforo} *senα	0.61	m	
A _{puntone}	0.48		
N _{rd} =f _{cd} ·A _{puntone}	7597	kN	
Verifica puntone	OK		



A favore di sicurezza, la geometria del puntone compresso è data dalla sezione del palo proiettata lungo la direzione del puntone.

Figura 5-17. Verifica Strut&Tie Avanzattera

5.2.3.6 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera (direzione longitudinale)

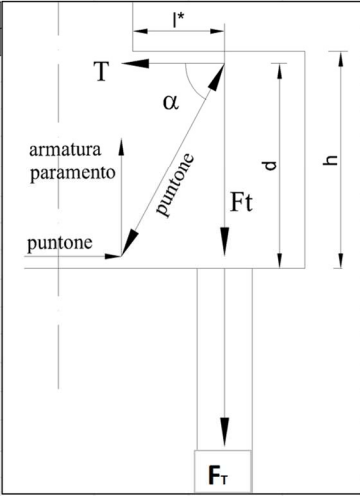
Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione longitudinale (parallela all'asse impalcato).

Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø22/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø26/10cm
- Armatura trasversale: 1Ø20/20cm
- Armatura taglio (in corrispondenza dei pali tesi): Ø20/20x20cm
- Armatura taglio (altrove): Ø16/40x40cm

Calcolo sollecitazioni e verifiche

PALO/MICROPALO TESO SLU			
DATI			
h	1.6	m	altezza suola
c	0.04	m	copriferro
d	1.56	m	altezza utile
d _p	1	m	diametro pali
l*	0.55	m	distanza tra paramento e baricentro Palo
b	2.7	m	larghezza mensola (larghezza di diffusione)
H _{terreno retro}	6.92	m	Altezza terreno su retrozattera
H _{terreno avan}	0.2	m	Altezza terreno su avanzattera
b1	1.31	m	Lunghezza retrozattera
b3	2.23	m	Lunghezza avanzattera
F _t	2057	kN	Forza di Trazione nel Palo
γ _{terreno}	20	kN/m3	Peso Specifico Terreno
γ _{CLS}	25	kN/m3	Peso Specifico CLS
q _{Stradale}	20	kN/m2	Carico Stradale
ψ _{2j}	0.2		Coeff. di combinazione sismico Carichi Stradal
ψ _{j0}	0.4		Coeff. di combinazione frequente Carichi Strac
P.p Terreno	490	kN	Peso Proprio Terreno gravante su Retrozattera
P.p Fondazione	141	kN	Peso Proprio Fondazione gravante su Retrozat
Carico stradale	14	kN	Carico Stradale gravante su Retrozattera
F _T	2702	kN	Azione Assiale a Trazione di Verifica
l**=l*+c	0.59	m	
z=d-c	1.52	m	
α=arctan(z/l**)	68.79	°	
T=F _t /tanα	1049	kN	
A _{s,min}	2680	mm ²	
n	27		
Φ	22	mm	
A _s	10264	mm ²	
Verifica tirante	OK		
P=F _t /senα	2899	kN	
f _{cd}	15.87	MPa	
Φ _{punt} =Φ _{perforo} *senα	0.93	m	
N _{rd} =f _{cd} *π*Φ ² _{puntone} /4	10830	kN	
Verifica puntone	OK		



A favore di sicurezza, la geometria del puntone compresso è data dalla sezione del palo proiettata lungo la direzione del

Figura 5-18. Verifica Strut&Tie Retrozattera

Verifica della sezione di incastro a fessurazione

Oltre le verifiche del Tirante-Puntone, sono state effettuate le verifiche che hanno riguardato il calcolo dell'armatura minima da prevedere nella fondazione per limitare le ampiezze di fessurazione. Tali ampiezze, considerato che la vita nominale dell'opera è stata fissata pari a 50 anni, devono essere limitate al valore massimo di 0,2 mm.

La valutazione dell'armatura minima da disporre nella zona tesa di calcestruzzo è stata calcolata in accordo al punto 7.3.2 dell'Eurocodice 2, secondo la seguente relazione analitica:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

dove:

- $A_{s,min}$ area minima di armatura nella zona tesa;
- A_{ct} area tesa di calcestruzzo;
- $f_{ct,eff}$ valore medio della resistenza a trazione pari a $f_{ct,eff} = f_{ctm}$;
- K coefficiente che per sezioni di altezza $h > 800$ mm vale 0,65;
- K_c coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione di tensione derivante dalle sollecitazioni esterne, per flessione vale 0,4;
- σ_s valore di tensione che si prevede nelle armature.

L'asse neutro che individua la zona tesa è considerato passante per l'altezza media della sezione, posizione che corrisponde a un momento di poco inferiore al momento di prima fessurazione M_{pf} . Inoltre, si è adottata una tensione nelle armature pari a 160 MPa in modo da soddisfare l'ampiezza ammissibile della fessurazione di 0,2 mm.

I risultati ottenuti sono riportati nella figura successiva.

CALCOLO AREA MINIMA DI ARMATURA					
$A_{s,min} \cdot \sigma_s = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$					
Rck	35	MPa			
fck	28	MPa			
$f_{ct,eff} = f_{ctm}$	2.83	MPa			
σ_s	160	MPa			
K	0.65	per $h > 800$ mm			
Kc	0.4	per flessione			
suola di fondazione					
h (mm)	1600	h/2 (mm)	800		
B (mm)	16500				
armatura trasversale inferiore					
armatura principale			armatura di ordine 2		
Φ (mm)	n	passo (mm)	Φ (mm)	n	passo (mm)
22	165	100	0	165	100
B (mm)	A_{ct} (mm ²)	$A_{s,min}$ (mm ²)	A_{disp} (mm ²)	VERIFICA	
16500	13200000	60811	62722	OK	

Figura 5-19. Verifica Armatura Minima per controllo Fessurazione

5.2.4 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] = 1.00
 B_{paragh} [m] = 0.26

Caratteristiche Terreno

γ = 20 kN/mc
 Φ = 35 ° = 0.611 rad
 k_0 = 0.43
 $h_{terreno\ spinta}$ = 1.00 m

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

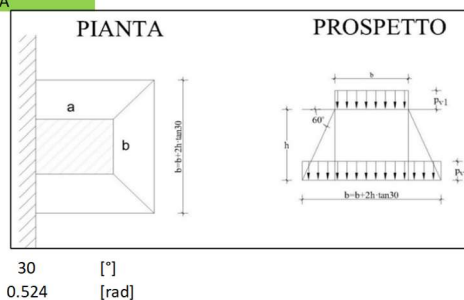
N 6.50 kN/m

2) Spinta Terreno

S_t 4.26 kN/m --> spinta distribuita
 M_t 1.42 kNm/m --> momento distribuito

3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo



Carichi

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

Impronta di Carico

a 2.20 m
 b 3.00 m
 a' 2.78 m
 b' 4.15 m

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

Pressioni su paraghiaia

$P_{1(verticale)}$ 99.91 MPa
 $P_{2(verticale)}$ 61.00 MPa
 $\sigma_{1(orizzontale)}$ 42.60 MPa
 $\sigma_{2(orizzontale)}$ 26.01 MPa

Azioni

S_{H2} 26.01 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
 S_{H1} 8.30 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
 S_H 34.31 kN/m --> spinta totale
 M_{SH} 18.54 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
 $F_f=0,6Q_{1k}$ 180 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
 S_f 36.00 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{paragh.}$)
 M_f 36.00 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	7	0	0
C2	0	4	1
C3.1	0	34	19
C3.2	300	36	36

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]	7	412	7	307	7	7
V_{Ed} [kN/m]	52	89	39	66	30	4
M_{Ed} [kNm/m]	27	69	20	51	15	1

Figura 5-20. Riepilogo sollecitazioni sul Paraghiaia

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura Longitudinale: 1Ø16/20 cm
- Armatura Verticale: 1Ø16/20 cm
- Spilli: 1Ø12/40 x 40 cm

La tabella seguente riepiloga i risultati delle verifiche sezionali condotte sul paraghiaia.

Paraghiaia - Sezione di incastro con paramento							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13	N/mm ²
		$E_c =$	33346	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.02	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		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	250	mm altezza		5	18	1272	60
c =	35	mm coprif.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				5	18	1272	190
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						-	
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2545	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
SLU	incastro paramento	412.00	69.00	89.00	122.00	1.77	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	$s =$	1000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
SLU	incastro paramento	121.67			121.67	1.37	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
RARA-1	incastro paramento	307.00	51.00	8.37	121.00		
QP	incastro paramento	7.00	1.00	0.16	2.03		
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	aggressive		armatura	poco sensibile			
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm			
		$\sigma_s =$	240	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
FREQ	incastro paramento	7.00	15.00	2.60	68.55		
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm			
		$\sigma_s =$	200	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-QP	incastro paramento	7.00	1.00	0.16	2.03		

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 rispettivamente pari a 1.30m e 2.40m (oltre ad un muro di risvolto);
- 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. Laddove presente, esso è, inoltre, irrigidito e contrastato dal muro di risvolto (di notevole spessore (1.40-0.70m) e rigidità ($L > 7.0m$)) che 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:

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

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:

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

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.

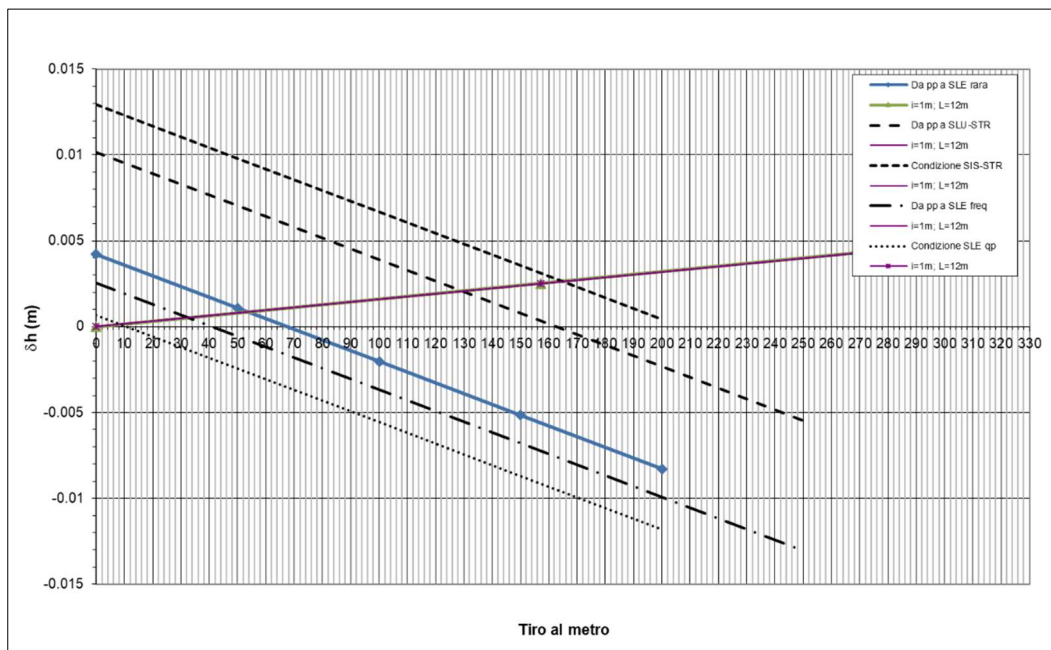


Figura 5-21 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

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.

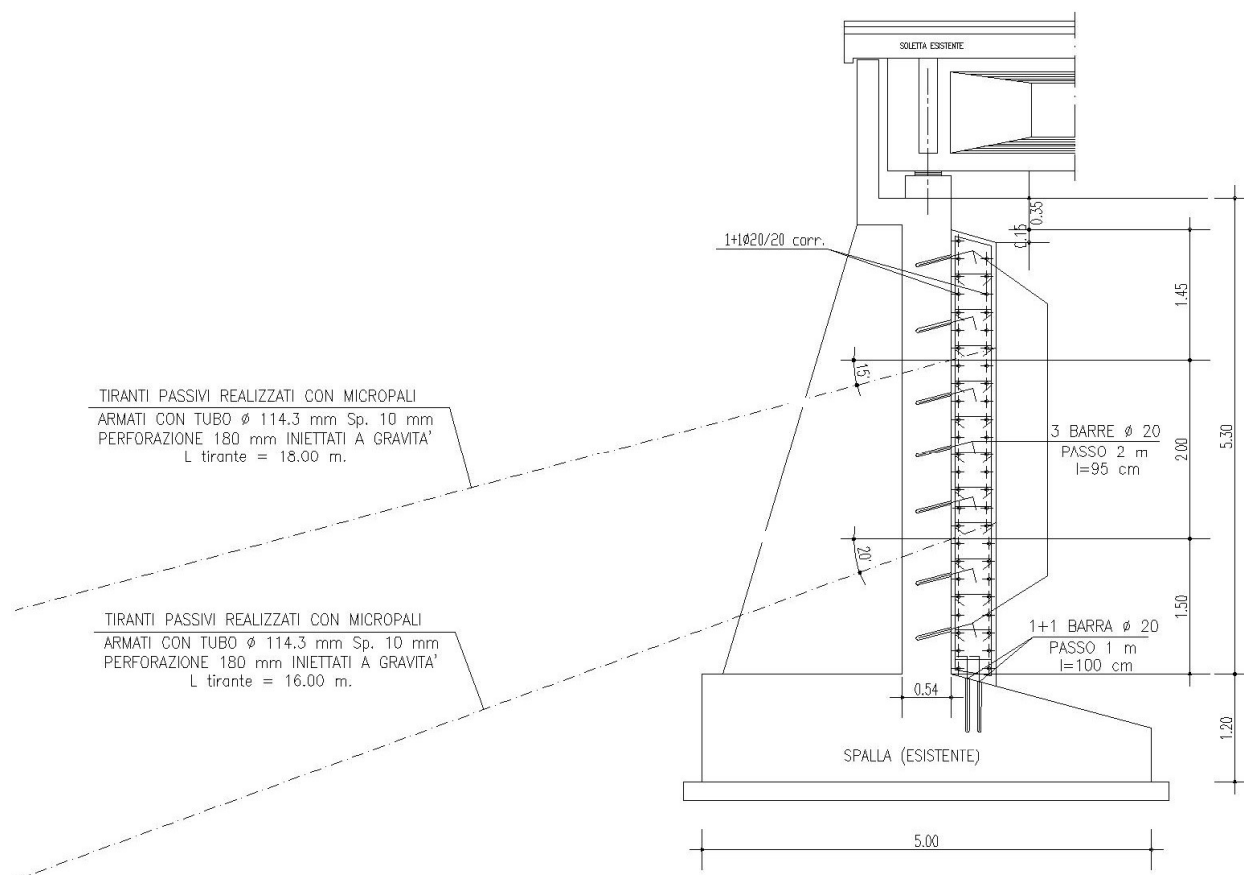


Figura 5-22. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

Secondo quanto esposto nei precedenti capitoli, in favore di sicurezza, la verifica è condotta unicamente per la spalla NORD lato BOLOGNA (max altezza).

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.

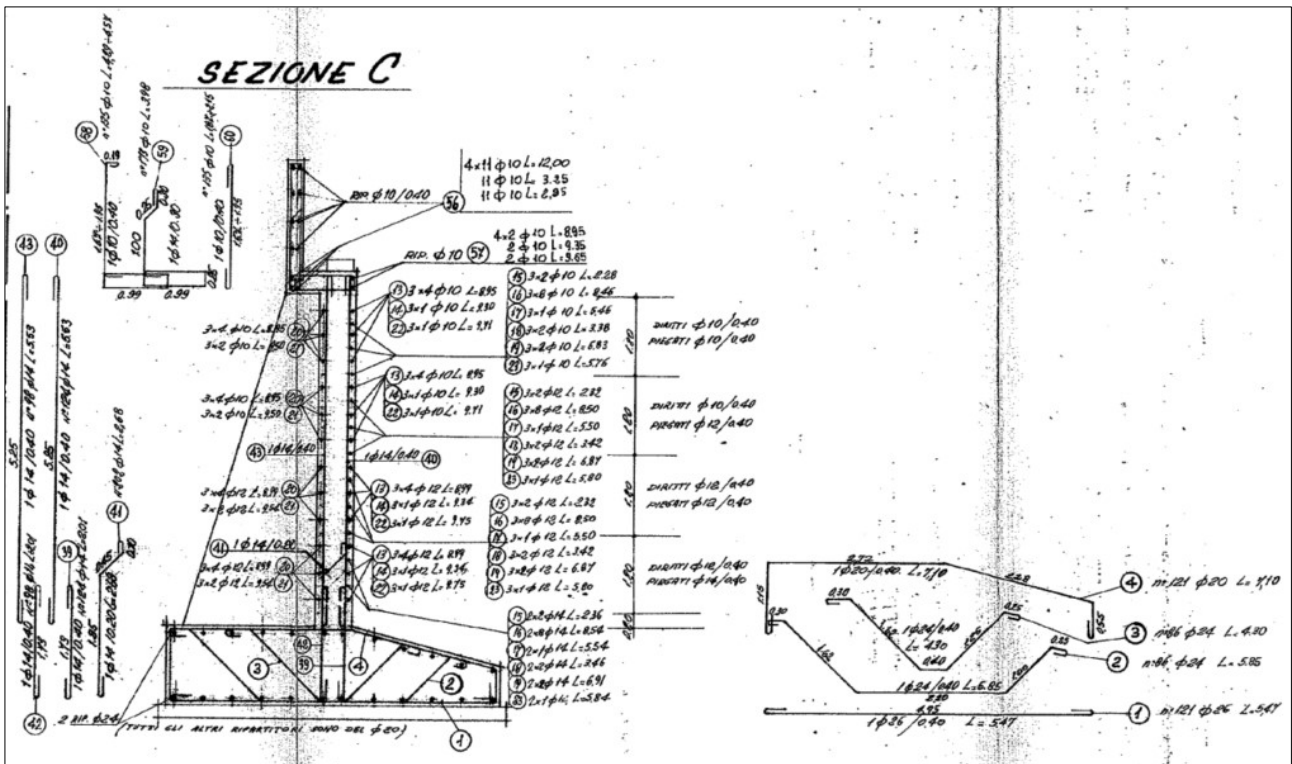


Figure 5.1 Documento as-built “Sottovia Via del Triumvirato dell’autostrada A14 al km 9+201” – Sezione trasversale con armature spalla

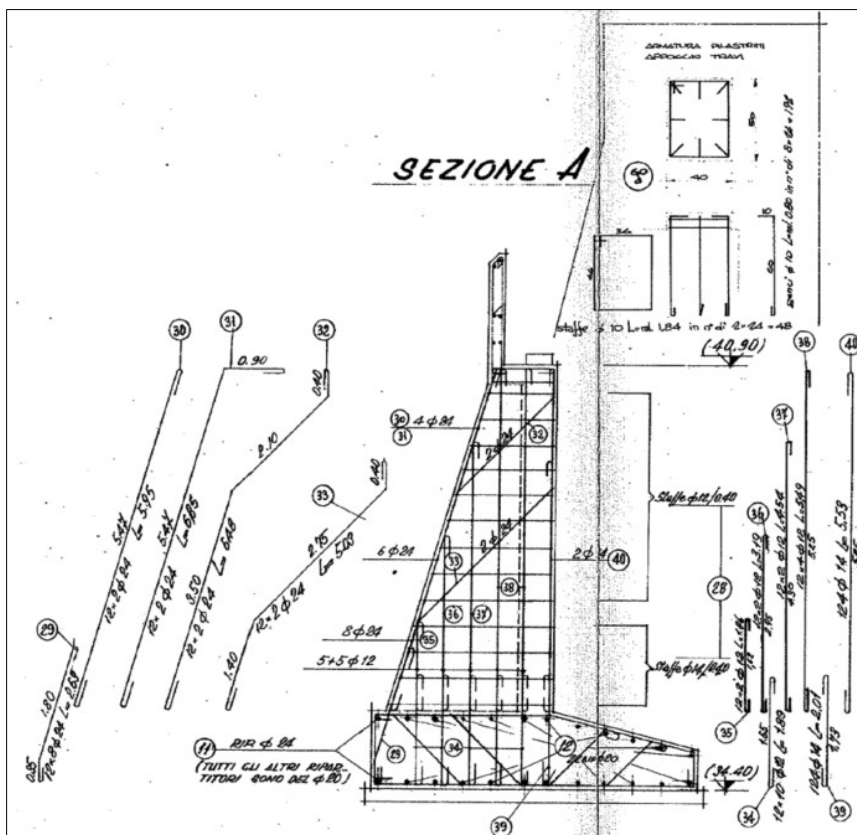


Figure 5.2 Documento as-built “Sottovia Via del Triumvirato dell’autostrada A14 al km 9+201” – Sezione trasversale con armature contrafforti

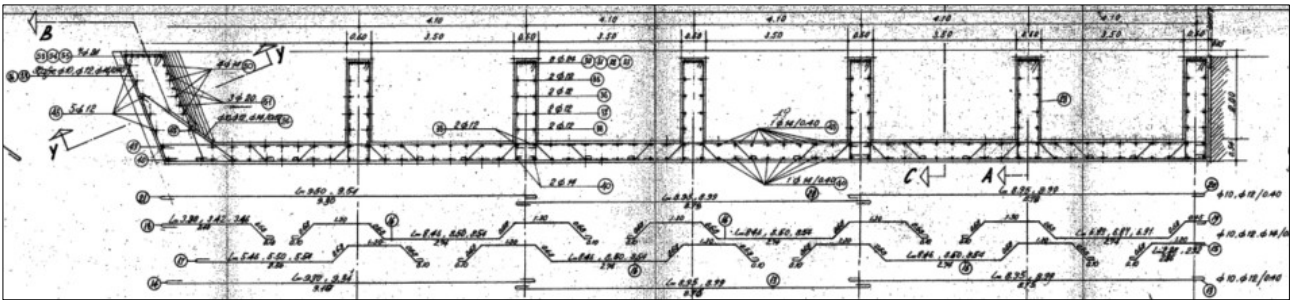


Figure 5.3 Documento as-built “Sottovia Via del Triumvirato dell’autostrada A14 al km 9+201” – Sezione orizzontale con armature spalla

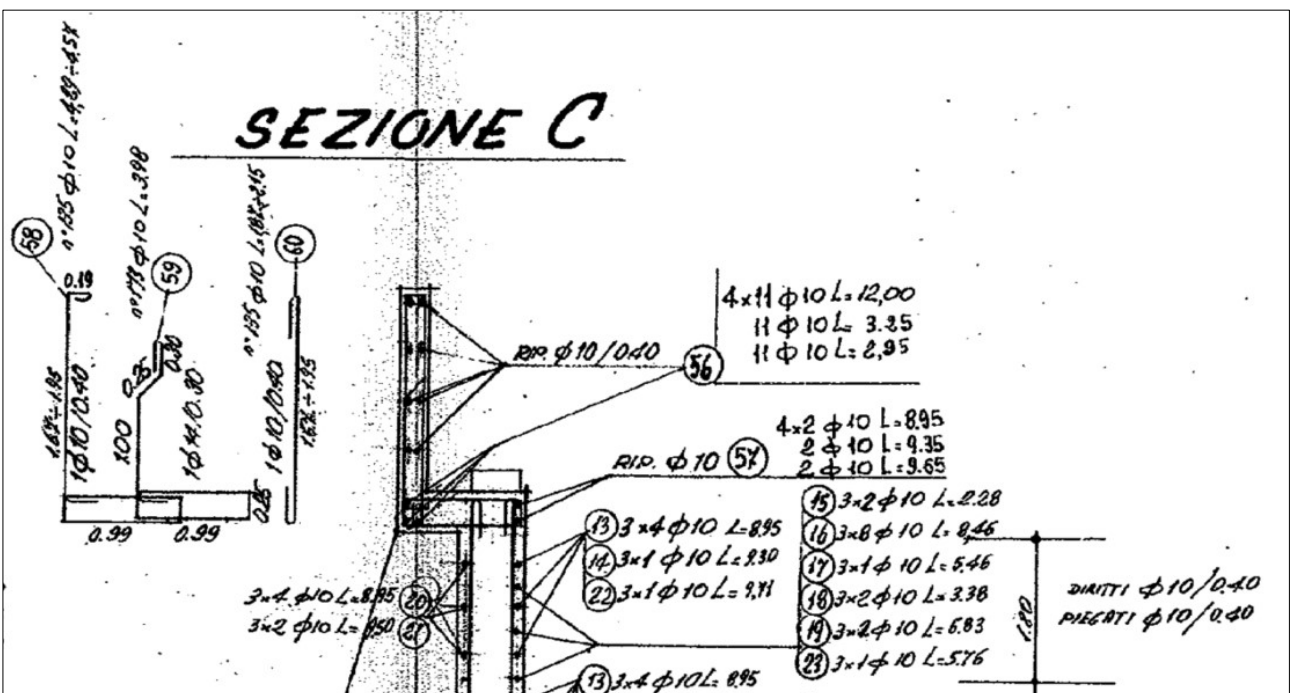


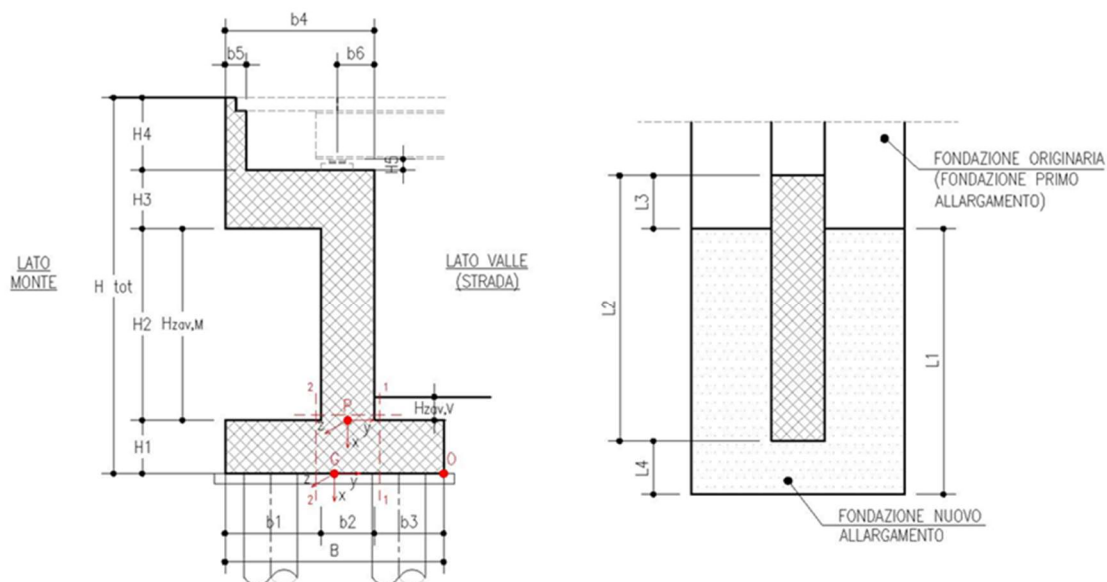
Figure 5.4 Documento as-built “Sottovia Via del Triumvirato dell’autostrada A14 al km 9+201” – Sezione trasversale con armature paraghiaia

5.4.1 Geometria di verifica

SPALLA ANALIZZATA				
CARREGGIATA	NORD	FONDAZIONE		DIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento				
L1		25.96	[m]	Larghezza zattera
L2		25.96	[m]	Larghezza paramento
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera
B		5.00	[m]	Lunghezza zattera
b1		1.94	[m]	Lunghezza retrozattera
b2		1.33	[m]	Spessore equivalente paramento + placcaggio
b3		1.73	[m]	Lunghezza avanzzattera
b4		1.54	[m]	Lunghezza cordolo in c.a. (compreso placcaggio)
b5		0.24	[m]	Spessore paraghiaia
b6		0.84	[m]	Distanza asse appoggi da filo placcaggio (lato strada)
H _{TOT}		8.20	[m]	Altezza totale
H1		1.20	[m]	Spessore zattera
H2		5.00	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia
H3		0.30	[m]	Spessore cordolo in c.a.
H4		1.70	[m]	Altezza paraghiaia
H5		0.24	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)
H _{zav.M}		6.78	[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}		51.50	[m]	Larghezza Totale Impalcato
B _{imp}		25.96	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi
L _{imp}		23.95	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)
n _T		12.00		Numero travi principali
i _T		2.00	[m]	Interasse travi principali
A _T		0.40	[m ²]	Sezione trave principale
L _{tr}		10.00	[m]	Lunghezza traversi
n _{tr}		5.00		numero traversi compresi quelli di testata
A _{tr}		0.21	[m ²]	sezione traverso
H _{sol}		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.
H _{pav}		0.11	[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)					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m ³]		
φ		38	[°]		
c'		0	[kPa]		
c_u		0	[kPa]	coesione non drenata	

Località:		Opera 61T (Via del Triumvirato)				
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	0.210	0.307	2.432	
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	0.292	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.38			
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.111			
Coefficiente sismico verticale		k_v	0.055			
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	6.70	0.12				
$\varphi - M1$	35.00	0.61				
$k_{AE} - M1$	0.34					
<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	6.00	0.10				
$\varphi - M1$	35.00	0.61				
$k_{AE} - M1$	0.33					

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).

	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	-6.74	-0.07	120	0	8
Cordolo	-6.74	-0.07	0	0	0
FOA	-6.74	-0.07	0	0	0
Guardrail	-6.74	-0.07	0	0	0
Pavimentazione	-6.74	-0.07	29	0	2
Vento	-6.74	-0.07	0	0	0
Neve	-6.74	-0.07	0	0	0
Tandem 1	-6.74	-0.07	46	0	3
Tandem 2	-6.74	-0.07	0	0	0
Distribuito	-6.74	-0.07	39	0	3
Frenatura	-6.74	-0.07	0	8	-56
Resistenza passiva dei vincoli	-6.74	-0.07	0	7	-50
Sisma dir. orizz.	-6.74	-0.07	0	36	-242
Sisma dir. vert.	-6.74	-0.07	9	0	1

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	-0.60	0.00	150.00	0.00	0.00		
Paramento	-3.70	0.11	166.25	0.00	-17.46		
Cordolo in c.a.	-6.35	0.00	11.55	0.00	0.00		
Paraghiaia	-7.35	-0.65	10.20	0.00	6.63		
Zavorra lato valle	-1.30	1.64	6.92	0.00	-11.31		
TOTALE			345	0	-22		
(C2): Zavorra stabilizzante							
Descrizione	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Zavorra a tergo	-4.59	-1.53	263	0	403		
(C3): Spinta delle terre - attiva							
			H_{SPINTA} [m]	8.20			
Comb.	k_a	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-2.73	0.00	0	182	-498	
(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	-1.53	39	0	59	
Componente orizzontale		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-4.10	0.00	0	44	-182	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.111			
			k_v	0.055			
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	-0.60	0.00	-8.32	16.64	-9.98		
Paramento	-3.70	0.11	-9.22	18.44	-67.26		
Cordolo in c.a.	-6.35	0.00	-0.64	1.28	-8.14		
Paraghiaia	-7.35	-0.65	-0.57	1.13	-8.68		
Zavorra a tergo	-4.59	-1.53	-14.60	29.19	-156.39		
Zavorra lato valle	-1.30	1.64	-0.38	0.77	-0.37		
TOTALE			-34	67	-251		
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.	-0.60	0.00	8.32	16.64	-9.98		
Paramento c.a.	-3.70	0.11	9.22	18.44	-69.20		
Cordolo in c.a.	-6.35	0.00	0.64	1.28	-8.14		
Paraghiaia in c.a.	-7.35	-0.65	0.57	1.13	-7.95		
Zavorra a tergo	-4.59	-1.53	14.60	29.19	-111.72		
Zavorra lato valle	-1.30	1.64	0.38	0.77	-1.63		
TOTALE			34	67	-209		
(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	0.34	182.21	215.11	33	-4.10	-135
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	0.33	182.21	234.85	53	-4.10	-216

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		149	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura		345	0	-22	263	0	403	0	182	-498	39	0	59
Totale		494	0	-12	263	0	403	0	182	-498	39	0	59
		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	46	0	3	0	0	0	39	0	3
Sottostruttura		0	44	-182	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale		0	44	-182	46	0	3	0	0	0	39	0	3
		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	8	-56	0	7	-50	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale		0	8	-56	0	7	-50	0	0	0	0	0	0
		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		-9	36	-242	9	36	-241	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura		-34	67	-251	34	67	-209	0	33	-135	0	53	-216
Totale		-43	103	-493	43	103	-450	0	33	-135	0	53	-216

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														
	solo perm (STR)	Massimizzazione compressione							Massimizzazione trazione				Sismica - 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	Traffico +	Traffico -
C1	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20
C4c	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.20	0.00
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00
C6	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	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	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	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	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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

	COMB. STR												
	solo perm. (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
Carico	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
C1	1.00	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	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	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	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	0.00	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	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	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01
C4e	0.00	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	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35
C6	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	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	0.00
C8	0.00	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	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	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	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	0.00

	Sismica - STR				Rara				Frequente		Quasi permanente	
	Traffico +k. (max comp)	Traffico +k. (max traz)	Traffico -k. (max comp)	Traffico -k. (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
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}	930	1075	1097	1190	1050	1142	1004	1096	757	872	825	779
V _{Ed}	316	316	316	316	327	327	327	327	316	316	327	327
M _{Ed}	-599	-378	-511	-370	-590	-449	-593	-452	-595	-587	-666	-669

	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	
Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
N _{Ed}	825	800	739	714	757	881	807	846	757	837	757	782	[kN/m]
V _{Ed}	355	355	335	335	234	234	242	242	223	223	199	199	[kN/m]
M _{Ed}	-846	-859	-809	-822	-340	-274	-392	-332	-294	-246	-194	-181	[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}	930	1075	1097	1190	1050	1142	1004	1096	757	872	825	779
V _{Ed}	218	238	225	239	225	237	225	237	218	219	218	218
M _{Ed}	-236	-90	-176	-85	-210	-116	-213	-119	-232	-227	-261	-264

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
825	800	739	714	757	881	807	846	757	837	757	782
216	215	209	208	197	203	197	203	195	199	191	193
-335	-342	-342	-352	-202	-158	-222	-185	-191	-158	-166	-159

[kN/m]

[kN/m]

[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]	930	1075	1097	1190	1050	1142	1004	1096	757	872	825	779
M _{Ed} [kNm/m]	236	90	176	85	210	116	213	119	232	227	261	264
B/6 [m]	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
e [m]	0.25	0.08	0.16	0.07	0.20	0.10	0.21	0.11	0.31	0.26	0.32	0.34
	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)
σ _N [kN/m ²]	186.07	214.97	219.49	237.91	210.07	228.50	200.79	219.21	151.48	174.42	165.00	155.72
σ _M [kN/m ²]	56.55	21.55	42.16	20.38	50.42	27.89	51.20	28.67	55.57	54.39	62.66	63.44
σ _A [kN/m ²]	242.62	236.52	261.65	258.29	260.50	256.38	251.99	247.88	207.04	228.81	227.66	219.16
σ _B [kN/m ²]	129.52	193.42	177.32	217.53	159.65	200.61	149.59	190.55	95.91	120.02	102.35	92.29
u [m]	2.25	2.42	2.34	2.43	2.30	2.40	2.29	2.39	2.19	2.24	2.18	2.16
σ _A * [kN/m ²]	242.62	236.52	261.65	258.29	260.50	256.38	251.99	247.88	207.04	228.81	227.66	219.16
σ _B * [kN/m ²]	129.52	193.42	177.32	217.53	159.65	200.61	149.59	190.55	95.91	120.02	102.35	92.29

	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]	825	800	739	714	757	881	807	846	757	837	757	782
M _{Ed} [kNm/m]	335	342	342	352	202	158	222	185	191	158	166	159
B/6 [m]	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
e [m]	0.41	0.43	0.46	0.49	0.27	0.18	0.28	0.22	0.25	0.19	0.22	0.20
	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)
σ _N [kN/m ²]	165.02	160.07	147.84	142.89	151.48	176.23	161.50	169.26	151.48	167.32	151.48	156.43
σ _M [kN/m ²]	80.43	82.06	81.99	84.37	48.38	37.98	53.35	44.38	45.73	37.96	39.74	38.11
σ _A [kN/m ²]	245.45	242.13	229.82	227.26	199.86	214.21	214.85	213.63	197.21	205.28	191.21	194.53
σ _B [kN/m ²]	84.59	78.01	65.85	58.52	103.09	138.25	108.14	124.88	105.75	129.35	111.74	118.32
u [m]	2.09	2.07	2.04	2.01	2.23	2.32	2.22	2.28	2.25	2.31	2.28	2.30
σ _A * [kN/m ²]	245.45	242.13	229.82	227.26	199.86	214.21	214.85	213.63	197.21	205.28	191.21	194.53
σ _B * [kN/m ²]	84.59	78.01	65.85	58.52	103.09	138.25	108.14	124.88	105.75	129.35	111.74	118.32

(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.	52	58	-0.87	-0.97	-45	-56
Zavorra lato 1	7	0	-0.87	0.00	-6	0
Totale	59	58			-51	-56

(C2): Zavorra stabilizzante			
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Zavorra lato 2	263	-0.97	-255

(C4): Sovraccarico accidentale			
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	38.80	-0.97	-37.64

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non				
			k _h	0.111
			k _v	0.055

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.	-3	-3	-0.87	-0.97	2	3
Zavorra lato 1	0	0	-0.87	0.00	0	0
Totale	-3	-3			3	3

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Zavorra lato 2	-15	-0.97	14

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.	3	3	-0.87	-0.97	-2	-3
Zavorra lato 1	0	0	-0.87	0.00	0	0
Totale	3	3			-3	-3

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Zavorra lato 2	15	-0.97	-14

(C9): Reazioni terreno	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
σ ₁ [kN/m ²]	203.49	221.61	232.47	244.19	225.60	237.08	216.56	228.04	168.59	191.17	184.30	175.26
σ ₂ [kN/m ²]	173.40	210.14	210.04	233.35	198.78	222.25	189.32	212.79	139.03	162.23	150.97	141.51
H ₁ [kN/m]	386	396	427	435	420	427	405	412	325	363	356	341
M ₁ [kNm/m]	344	347	377	379	372	374	359	361	291	324	319	306
H ₂ [kN/m]	294	391	376	437	348	410	329	391	228	274	246	227
M ₂ [kNm/m]	271	374	354	419	325	391	306	373	208	252	223	205

Carico	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
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]	-306	-317	-348	-355	-341	-347	-326	-332	-266	-304	-298	-282
M _{Ed,1} [kNm/m]	275	278	308	311	304	305	291	292	240	273	268	255
H _{Ed,2} [kN/m]	-48	-95	-18	-49	-46	-76	-65	-95	-94	-48	-76	-95
M _{Ed,2} [kNm/m]	-60	-97	-28	-52	-57	-81	-76	-99	-104	-59	-89	-107

(C9): Reazioni terreno	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
σ ₁ [kN/m ²]	189.79	185.34	173.09	168.87	166.38	187.93	177.93	182.92	165.56	179.01	163.72	168.16
σ ₂ [kN/m ²]	147.00	141.69	129.47	123.99	140.64	167.72	149.54	159.32	141.23	158.81	142.58	147.89
H ₁ [kN/m]	376	370	349	343	317	348	340	343	314	332	307	314
M ₁ [kNm/m]	340	334	316	311	282	307	303	304	279	294	272	278
H ₂ [kN/m]	225	213	189	177	236	297	250	276	240	280	247	258
M ₂ [kNm/m]	198	187	164	151	218	279	229	257	221	262	230	241

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
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]	-314	-308	-293	-287	-258	-289	-281	-284	-255	-274	-248	-255
M _{Ed,1} [kNm/m]	286	280	268	263	232	257	252	253	228	243	222	227

H _{Ed,2} [kN/m]	-108	-112	-136	-141	-85	-63	-71	-85	-82	-71	-75	-71
M _{Ed,2} [kNm/m]	-124	-128	-152	-157	-94	-71	-82	-93	-91	-78	-82	-78

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}	-266			
	MIN H _{Ed}	-355			
	MAX M _{Ed}	311	257	243	227
	MIN M _{Ed}	240	232	228	222
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-18			
	MIN H _{Ed}	-141			
	MAX M _{Ed}	-28	-71	-78	-78
	MIN M _{Ed}	-157	-94	-91	-82

5.4.5.3 Verifica strutturale dell'avanzattera (sezione 1)

Si effettuano le verifiche della soletta di fondazione – avanzattera – sezione 1, considerando lo spessore massimo di 1.20m in corrispondenza del paramento.

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø20/40cm
- Armatura inferiore: (Ø24+ Ø26)/40cm
- Armatura a taglio: Ø24 piegati / (40cm x 40cm)

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**

Verifica C.A. S.L.U. - File: 61T_Verifica a flessione

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

Titolo : 61T_Verifica plinto fondazione_Sez.1

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	7,85	3,5
			2	24,58	116,3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 311 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1.193 kN m

Materiali acciaio an. cls anni 60

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 425,5 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24,1 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 2,128 ‰ 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

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

σ_c -24,1 N/mm²
 σ_s 425,5 N/mm²
 ε_c 2,946 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 116,3 cm
 x 4,864 x/d 0,04182
 δ 0,7

• 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] =	24.18	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	425.48	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1200	Altezza della sezione	
d [mm] =	1163	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
$\cotg\alpha$ =	1		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	6108.68	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] =	1130.97	staffe $\varnothing 24/40$	area staffe
s [mm] =	400		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	3116.51	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	3116.51	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	355.00	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 massimo di 1.20m in corrispondenza del paramento.

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø20/40cm
- Armatura inferiore: Ø26/40cm

Si riportano di seguito:

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

Titolo: 61T_Verifica plinto fondazione_Sez.2

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,85	3,5
2	13,27	116,3

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

Materiali: acciaio an cls anni 60

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 425,5 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24,1 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 2,128 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 2,25
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

Lato acciaio - Acciaio snervato

M xRd -388,2 kN m
 σ_c -23,76 N/mm²
 σ_s 425,5 N/mm²
 ϵ_c 1,761 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 116,5 cm
 x 2,962 x/d 0,02542
 δ 0,7

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

Precompresso

NTC 2018		
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
R_{ck} [MPa] =		f_{ck} [MPa] =
f_c [MPa] =	24.18	da indagini
f_{ctk} [MPa] =		
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)
f_y [MPa] =	425.48	da indagini
<i>Condizione di verifica</i>		
H [mm] =	1200	Altezza della sezione
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe
ϕ_{long} [mm] =	20	Diametro barre longitudinali
n_{barre_long}	2.50	Numero barre longitudinali
d [mm] =	1165	Altezza utile della sezione
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.41	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2
A_{sl} [mmq]=	785.40	Area armatura longitudinale in trazione
ρ_l =	0.0007	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$
v_{min} =	0.2895	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$
Calcolo del contributo della sezione compressa		
A_c [mmq] =	1200000	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] =	232.70	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	337.25	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$
V_{Rd} [kN] =	337.25	Resistenza di progetto
V_{Sdu} [kN] =	141.00	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	-5.54	-0.175	120	0	21
Cordolo	-5.54	-0.175	0	0	0
FOA	-5.54	-0.175	0	0	0
Guardrail	-5.54	-0.175	0	0	0
Pavimentazione	-5.54	-0.175	29	0	5
Vento	-5.54	-0.175	0	0	0
Neve	-5.54	-0.175	0	0	0
Tandem 1	-5.54	-0.175	46	0	8
Tandem 2	-5.54	-0.175	0	0	0
Distribuito	-5.54	-0.175	39	0	7
Frenatura	-5.54	-0.175	0	8	-46
Resistenza passiva dei vincoli	-5.54	-0.175	0	7	-41
Sisma dir. oriz.	-5.54	-0.175	0	36	-199
Sisma dir. vert.	-5.54	-0.175	9	0	2

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	-2.50	0.00	166.25	0.00	0.00		
Cordolo in c.a.	-5.15	-0.11	11.55	0.00	1.21		
Paraghiaia	-6.15	-0.76	10.20	0.00	7.70		
TOTALE			188	0	9		
(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]	7.00			
Comb.	k_a	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-2.33	0.00	0	133	-310	
(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)		-3.50	0.00	0	38	-133	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.111			
			k_v	0.055			
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	-2.50	0.00	-9.22	18.44	-46.10		
Cordolo in c.a.	-5.15	-0.11	-0.64	1.28	-6.67		
Paraghiaia	-6.15	-0.76	-0.57	1.13	-7.39		
Zavorra a tergo	-3.39	-1.64	0.00	29.19	-99.02		
TOTALE			-10	50	-159		
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.	-2.50	0.00	9.22	18.44	-46.10		
Trave in c.a.	-5.15	-0.11	0.64	1.28	-6.53		
Paraghiaia in c.a.	-6.15	-0.76	0.57	1.13	-6.53		
Zavorra a tergo	-3.39	-1.64	0.00	29.19	-99.02		
TOTALE			10	50	-158		
(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	0.34	132.79	156.76	24	-3.50	-84
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	0.33	132.79	171.14	38	-3.50	-134

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	149	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	188	0	9	0	0	0	0	133	-310	0	0	0
Totale	337	0	35	0	0	0	0	133	-310	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	46	0	8	0	0	0	39	0	7
Sottostruttura	0	38	-133	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	38	-133	46	0	8	0	0	0	39	0	7
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	8	-46	0	7	-41	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	8	-46	0	7	-41	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	-9	36	-200	9	36	-197	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-10	50	-159	10	50	-158	0	24	-84	0	38	-134
Totale	-20	86	-359	20	86	-355	0	24	-84	0	38	-134

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]	455	570	523	477	337	452	405	358	374	335
V _{Ed} [kN/m]	241	241	252	252	241	241	252	252	272	258
M _{Ed} [kNm/m]	-606	-586	-656	-664	-618	-598	-668	-676	-829	-783

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]	337	422	387	353	337	387	337	354
V _{Ed} [kN/m]	178	178	186	186	169	169	148	148
M _{Ed} [kNm/m]	-449	-434	-486	-492	-416	-407	-343	-340

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]	2.50	da sezione incastro paramento								
i _{tiranti} [m]	22.00									
n _{tiranti}	1.00									
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T _{Ed} [tiro/m]	116	115	130	130	116	115	129	129	165	150
V _{Ted} [kN/m]	98	97	110	110	98	97	109	109	140	127
M _{Ted} [kNm/m]	246	244	275	275	246	244	273	273	350	318

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}	455	570	523	477	337	452	405	358	374	335
V _{Ed}	142	126	122	122	125	126	123	123	107	108
M _{Ed}	-360	-342	-380	-389	-373	-355	-395	-403	-480	-465

h_{tiranti} [m]								
i_{tiranti} [m]								
n_{tiranti}								
Comb.	11	12	13	14	15	16	17	18
T_{Ed} [tiro/m]	44	43	54	54	33	32	9	9
V_{TEd} [kN/m]	37	36	46	46	28	27	8	8
M_{TEd} [kNm/m]	93	91	114	114	70	68	19	19
<i>Azioni di calcolo definite in presenza di tiranti passivi nella sezione di incastro P</i>								
	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}	337	422	387	353	337	387	337	354
V_{Ed}	134	135	132	132	136	137	139	139
M_{Ed}	-356	-343	-371	-377	-346	-339	-324	-321

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: 8Ø24
 - lungo la nervatura: (4+4)Ø12
 - lato terra nell'anima: 2Ø12 + 1Ø14/40
 - lato strada nell'anima: 2Ø14 + 1Ø14/40
 - lato terra nel placcaggio: 1Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
 - lato strada nel placcaggio: 1Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
- Armatura a taglio: staffe Ø12/40

Si riportano di seguito:

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

Verifica C.A. S.L.U. - File: 61T_Verifica a flessione_paramento (P)

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

TITOLO : 61T_Verifica paramento_Sezione P

N° figure elementari 3 Zoom N° strati barre 9 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	410	50
2	410	54
3	60	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,57	15
2	12,57	35
3	16,93	54,4
4	16,12	99,6
5	2,26	138,9
6	2,26	178,9

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1373,5 0 kN
 M_{xEd} 1968 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 Deviata

Materiali

acciaio ani	cls anni 60
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 425,5 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 24,18
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 2,128 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 2,25
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm ²	τ_{co} 0,2
	τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 8.588 kN m

σ_c -24,17 N/mm²
 σ_s 425,5 N/mm²
 ϵ_c 1,966 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 298,9 cm
 x 8,46 x/d 0,0283
 δ 0,7

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

NTC 2018		
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
R_{ck} [MPa] =		f_{ck} [MPa] =
f_c [MPa] =	24.18	da indagini
f_{ctk} [MPa] =		
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)
f_y [MPa] =	425.48	da indagini
Condizione di verifica		
H [mm] =	3040	Altezza della sezione
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe
ϕ_{long} [mm] =	24	Diametro barre longitudinali
n_{barre_long}	8.00	Numero barre longitudinali
d [mm] =	3003	Altezza utile della sezione
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.26	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2
A_{sl} [mmq]=	3619.11	Area armatura longitudinale in trazione
ρ_l =	0.0012	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$
v_{min} =	0.2429	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$
Calcolo del contributo della sezione compressa		
A_c [mmq] =	3040000	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] =	647.55	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	729.30	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$
V_{Rd} [kN] =	729.30	Resistenza di progetto
V_{Sdu} [kN] =	582.00	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 2.50m 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	149	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	105	0	9	0	0	0	0	55	-82	0	0	0
Totale	254	0	35	0	0	0	0	55	-82	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	46	0	8	0	0	0	39	0	7
Sottostruttura	0	24	-55	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	24	-55	46	0	8	0	0	0	39	0	7

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	8	-25	0	7	-23	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	8	-25	0	7	-23	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	-9	36	-111	9	36	-107	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-6	30	-59	6	30	-58	0	10	-22	0	16	-36
Totale	-15	66	-170	15	66	-165	0	10	-22	0	16	-36

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

Azioni di calcolo nella sezione a quota 2.5 m dalla sezione di incastro del paramento in **ASSENZA** di tiranti passivi

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]	343	458	411	364	254	369	322	275	286	256
V _{Ed} [kN/m]	117	117	128	128	117	117	128	128	149	143
M _{Ed} [kNm/m]	-169	-148	-191	-199	-181	-161	-203	-211	-279	-270
h _{tiranti} [m]	2.5	da sezione incastro paramento								
i _{tiranti} [m]	22									
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V _{Ted} * [kN/m]	98	97	110	110	98	97	109	109	140	127
V _{Ted} [kN/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M _{Ted} [kNm/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Azioni di calcolo nella sezione a quota 2.5 m dalla sezione di incastro del paramento in **ASSENZA** di tiranti passivi

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]	254	339	304	270	254	304	254	271
V _{Ed} [kN/m]	87	87	95	95	81	81	67	67
M _{Ed} [kNm/m]	-125	-110	-141	-147	-111	-102	-81	-78
h _{tiranti} [m]								
i _{tiranti} [m]								
Comb.	11	12	13	14	15	16	17	18
V _{Ted} * [kN/m]	37	36	46	46	28	27	8	8
V _{Ted} [kN/m]	0	0	0	0	0	0	0	0
M _{Ted} [kNm/m]	0	0	0	0	0	0	0	0

Azioni di calcolo nella sezione di calcolo a quota 2.5 m dalla sezione di incastro del paramento in **PRESENZA** di tiranti passivi

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}	343	458	411	364	254	369	322	275	286	256
V _{Ed}	117	117	128	128	117	117	128	128	149	143
M _{Ed}	-169	-148	-191	-199	-181	-161	-203	-211	-279	-270

Azioni di calcolo nella sezione di calcolo a quota 2.5 m dalla sezione di incastro del paramento in **PRESENZA** di tiranti passivi

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}	254	339	304	270	254	304	254	271
V _{Ed}	87	87	95	95	81	81	67	67
M _{Ed}	-125	-110	-141	-147	-111	-102	-81	-78

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: 6Ø24
 - lungo la nervatura: (2+2)Ø12
 - lato terra nell'anima: 2Ø12 + 1Ø14/40
 - lato strada nell'anima: 2Ø14 + 1Ø14/40
 - lato terra nel placcaggio: Ø20/20
 - lato strada nel placcaggio: Ø20/20
- Armatura a taglio: staffe Ø12/40

Verifica C.A. S.L.U. - File: 61T_Verifica a flessione_paramento (T)

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

TITOLO : 61T_Verifica paramento_Sezione T

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	410	50	3	16,93	54,4
2	410	54	4	16,12	99,6
3	60	100	5	2,26	138,9
			6	2,26	178,9
			7	27,14	199,1

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1041,4 0 kN
 M_{xEd} 1144 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

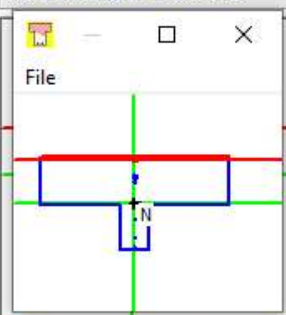
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 acciaio an1 cls anni 60
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 425,5 N/mm² ε_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24,18
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 2,128 ‰ σ_{c,adm} 2,25
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 5.666 kN m
 σ_c -24,18 N/mm²
 σ_s 425,5 N/mm²
 ε_c 2,802 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 199,1 cm
 x 7,935 x/d 0,03985
 δ 0,7

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



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] =	24.18	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	425.48	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	2040	Altezza della sezione	
d [mm] =	2003	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] =	7515.01	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] =	226.19	staffe $\varnothing 12/40$	area staffe
s [mm] =	400		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1084.42	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1084.42	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	610.90	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

5.4.6.6 Verifica a punzonamento

A favore di sicurezza, la verifica a punzonamento è condotta unicamente sul tratto di sezione di placcaggio in cui sono vincolati i tiranti.

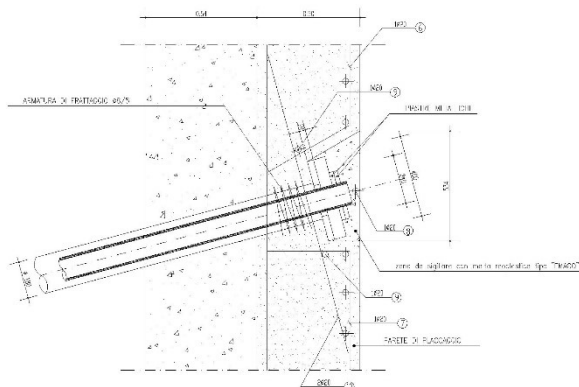


Figura 5-23. Dettaglio sezione di attacco tiranti

VERIFICA A PUNZONAMENTO E.C.2	
Rif. UNI EN 1992-1-1:2005	
<i>Materiali</i>	
Rck [MPa] =	35
fck [MPa] =	29.05
fdcd [MPa] =	16.46 (c.a. g _c =1,5)
v = 0,6[1-f _{ck} /250] =	0.53
Acciaio	B450
fywd [MPa] =	391.30 (B450C g _s =1,15)
<i>Dati geometrici</i>	
A [mm] =	400 lato pilastro
B [mm] =	400 lato pilastro
d [mm] =	210 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] =	4238 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] =	188.00 Forza di taglio sollecitante
v _{Ed} [MPa] =	0.64 = β V _{Ed} /u ₀ d
V _{Rd,max} = 0,5v f _{cd} [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] =	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione x
As,y [mm ²] =	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione y
ρ _{1x} = As,x / [(A+3dx2)d]	0.4506% Rapporto geometrico d'armatura in direzione x
ρ _{1y} = As,y / [(B+3dy2)d]	0.4506% Rapporto geometrico d'armatura in direzione y
k = (1+(200/d) ^{0.5}) ≤ 2	1.976
ρ ₁ = (ρ _{1x} ρ _{1y}) ^{0.5} ≤ 0,02	0.4506% Rapporto ideale d'armatura
C _{Rd,c} (γ _c =1,5) = 0,18/γ _c	0.12
v _{min} = 0,035k ^(2/3) f _{ck} ^{0.5} =	0.2970
V _{Ed,red} [kN] =	188.00 Forza di taglio sollecitante
v _{Ed} [MPa] =	0.24 = β V _{Ed} / (u ₁ d)
V _{Rd,c} [MPa] =	0.56 = C _{Rd,c} k (100ρ ₁ f _{ck}) ^(1/3) + k ₁ σ _{cp} ≥ (v _{min} + k ₁ σ _{cp})
Verifica: V _{Rd,c} > V _{Ed} Verificato	

5.4.7 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] = 1.70
 B_{paragh} [m] = 0.24

Caratteristiche Terreno

γ = 20 kN/mc
 Φ = 35 ° = 0.611 rad
 k_a = 0.27
 $h_{terreno\ spinta}$ = 1.70 m

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

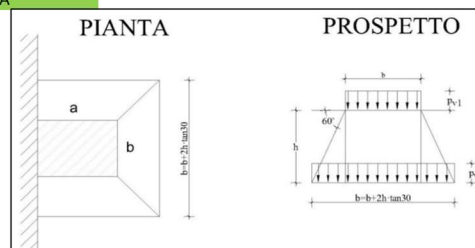
N 10.20 kN/m

2) Spinta Terreno

S_t 7.83 kN/m --> spinta distribuita
 M_t 4.44 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 } v. Par. C5.1.3.3.5.1
 b 3.00 m } Circolare 21/01/2019
 a' 3.18 m
 b' 4.96 m

Pressioni su paraghiaia

$P_{1(verticale)}$ 99.91 MPa
 $P_{2(verticale)}$ 47.00 MPa
 $\sigma_{1(orizzontale)}$ 27.07 MPa
 $\sigma_{2(orizzontale)}$ 12.74 MPa

Azioni

S_{H2} 21.65 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
 S_{H1} 12.19 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
 S_H 33.84 kN/m --> spinta totale
 M_{SH} 32.22 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
 $F_f=0,6Q_{1k}$ 180 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
 S_f 28.13 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{paragh}$)
 M_f 47.81 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	10	0	0
C2	0	8	4
C3.1	0	34	32
C3.2	300	28	48

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]	10	415	10	310	10	10
V_{Ed} [kN/m]	56	83	42	61	33	8
M_{Ed} [kNm/m]	49	103	37	76	29	4

Verifica C.A. S.L.U. - File: 61T_Verifica a flessione_paraghaia

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

TITOLO : 61T_Verifica paraghaia

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	24

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,96	2,5
2	7,09	21,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 416 0 kN
 M_{xEd} 103 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

Materiali

acciaio an	cls anni 60
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 425,5 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 24,18
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 2,128 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 2,25
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm ²	τ_{co} 0,2
	τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 104 kN m

σ_c -24,18 N/mm²
 σ_s 425,5 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,2 ‰
 d 21,5 cm
 x 3,468 x/d 0,1613
 δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

NTC 2018		
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
R_{ck} [MPa] =		f_{ck} [MPa] =
f_c [MPa] =	24.18	da indagini
f_{ctk} [MPa] =		
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)
f_y [MPa] =	425.48	da indagini
<i>Condizione di verifica</i>		
H [mm] =	240	Altezza della sezione
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe
ϕ_{long} [mm] =	10	Diametro barre longitudinali
n_{barre_long}	6.00	Numero barre longitudinali
d [mm] =	210	Altezza utile della sezione
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.98	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2
A_{sl} [mmq]=	471.24	Area armatura longitudinale in trazione
ρ_l =	0.0022	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$
v_{min} =	0.4780	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$
Calcolo del contributo della sezione compressa		
A_c [mmq] =	240000	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] =	87.50	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	100.38	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$
V_{Rd} [kN] =	100.38	Resistenza di progetto
V_{Sdu} [kN] =	83.00	Sollecitazione di progetto SLU
	Verificato	

6 ANALISI STRUTTURALE DEL MURI ANDATORI

Il presente capitolo riporta le verifiche strutturali condotte sul muro andatore lato Nord Rimini inserito in prossimità dell'allargamento.

6.1 GEOMETRIA

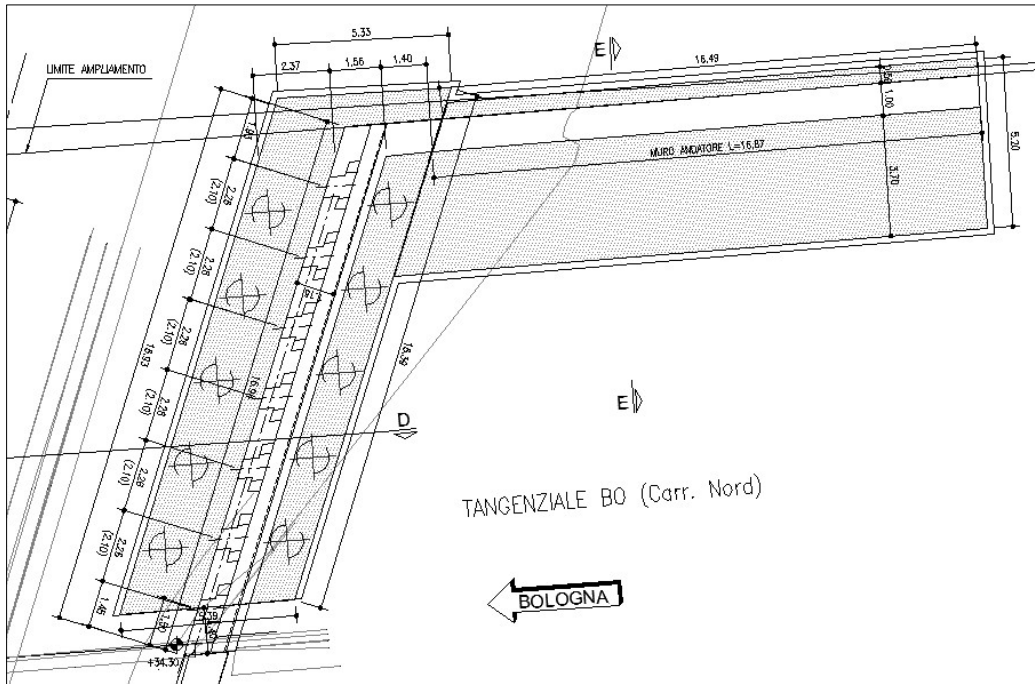


Figura 6-1. Posizione planimetrica del muro andatore lato Rimini - Allargamento Nord

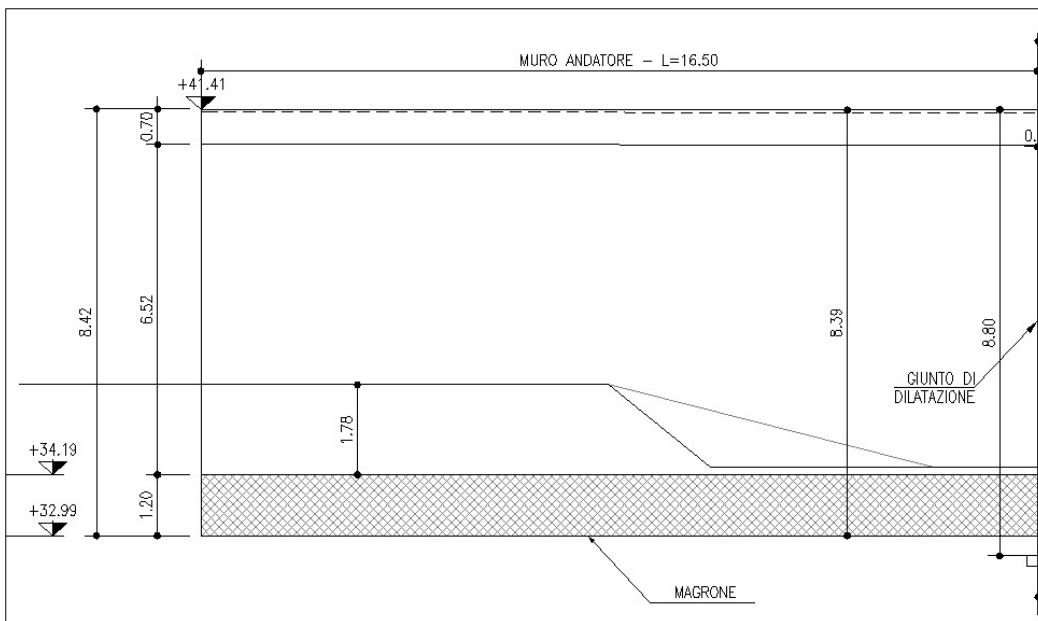


Figura 6-2. Prospetto del muro andatore lato Rimini - Allargamento Nord

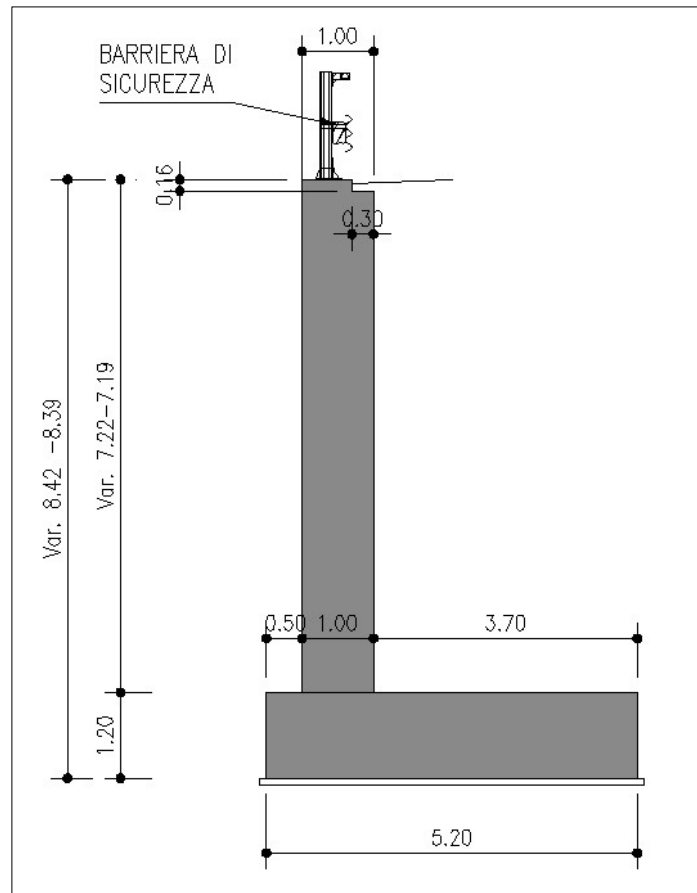


Figura 6-3. Sezione trasversale del muro andatore lato Rimini – Allargamento Nord

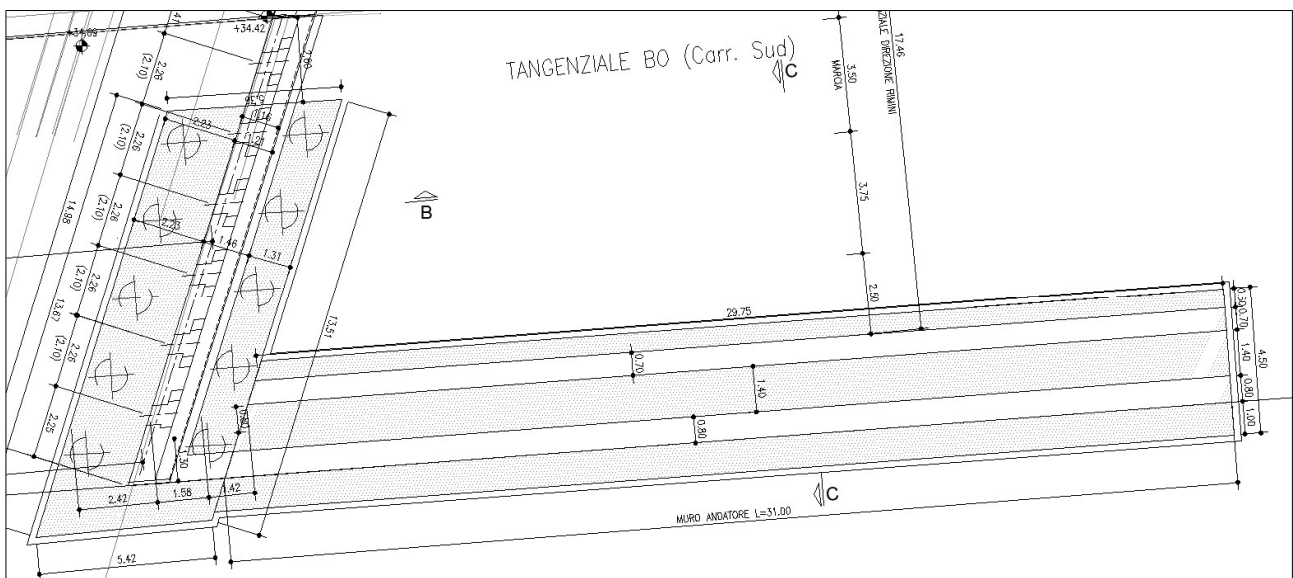


Figura 6-4. Posizione planimetrica del muro andatore lato Rimini – Allargamento Sud

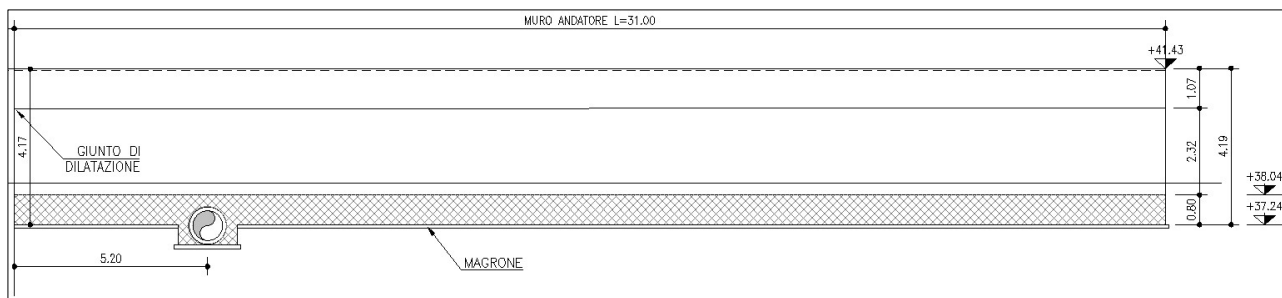


Figura 6-5. Prospetto del muro andatore lato Rimini – Allargamento Sud

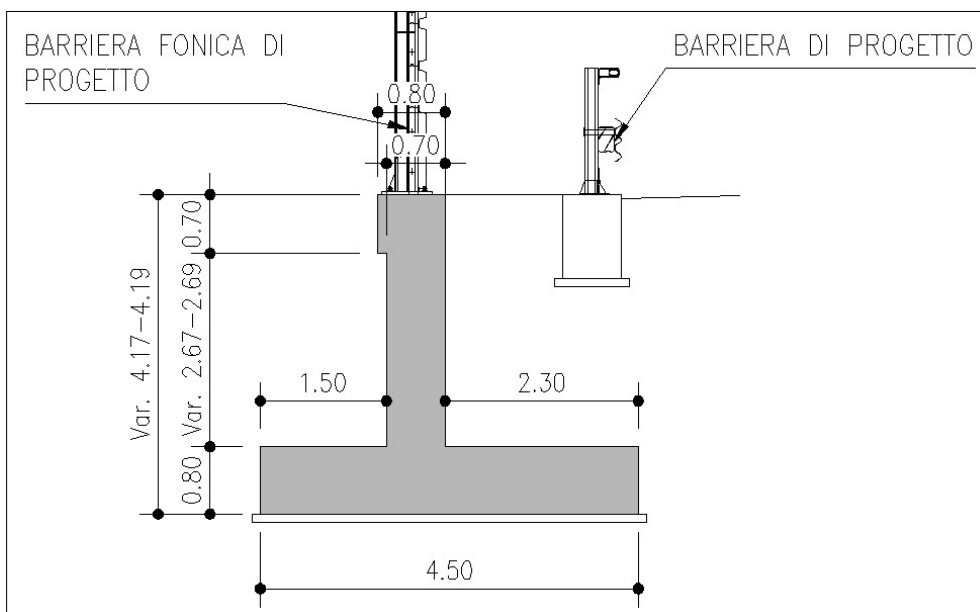


Figura 6-6. Sezione trasversale del muro andatore lato Rimini – Allargamento Sud

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: $H_{FOA} = 6.5\text{m}$
- 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. 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.

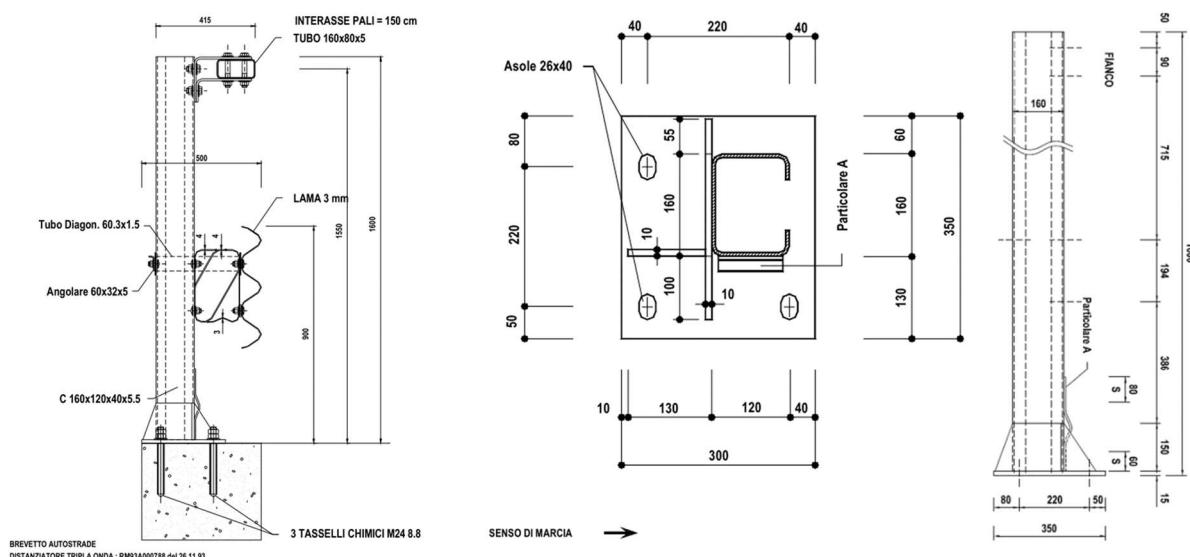
- Urto su scurvia

Si considera la trattazione ed i parametri riportati al cap.3.2.3.4 del presente elaborato.

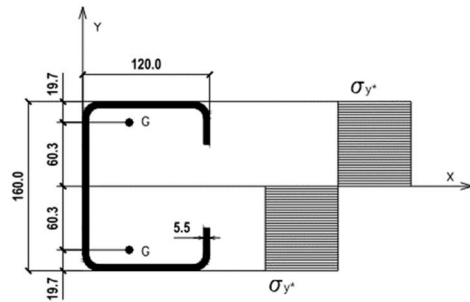
LG03/2020 Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020
 NTC 2018 § 5.1.3.10

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:

$$M_{pl} = A_{sez_mont} \times f_y \times d_g = 34.01 \text{ kNm}$$

$$A_{sez_mont} = 1200 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$d_g = 120.6 \text{ mm}$$

$$F_{urto} = M_{pl} / h^* = 54.85 \text{ kN}$$

$$h = h_C + h_B = 1000 \text{ mm}$$

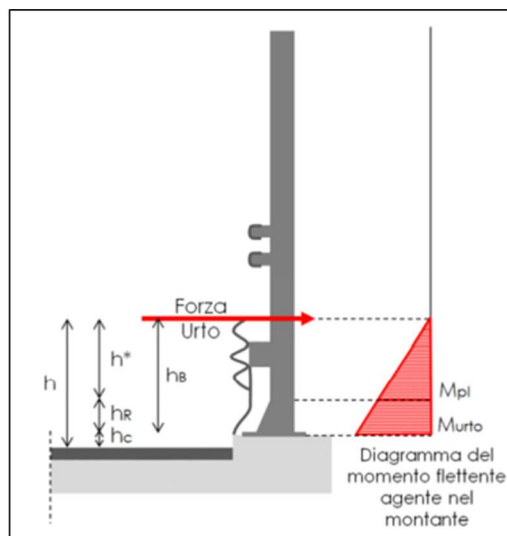
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

$$h_C = 50 \text{ mm}$$

$$h_B = h - h_C = 950 \text{ mm}$$

$$h^* = h - h_R - h_C = 620 \text{ mm}$$

$$M_{urto} = F_{urto} \times h_B = 52.11 \text{ kNm}$$



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 Nord Rimini e sul muro andatore lato Sud Rimini.

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Nord

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 monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
5.20	3.70	1.00	0.50	8.42	1.20	7.22

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 _{g_dente} [m]
7.22	1.78	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	1.20	0.00	16.50	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

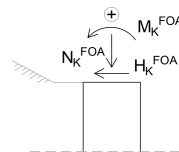


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

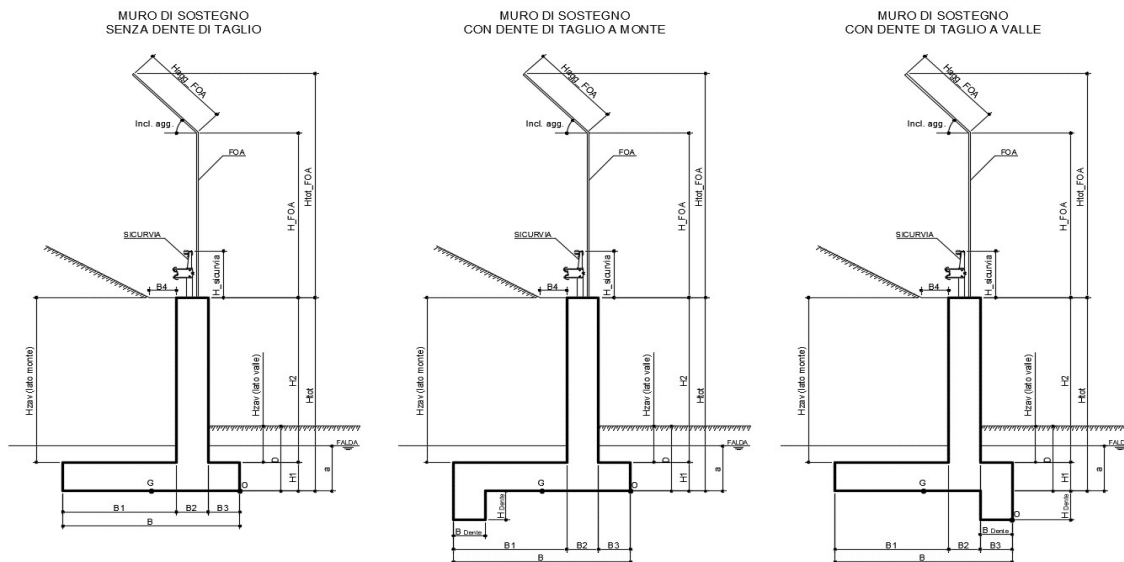


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

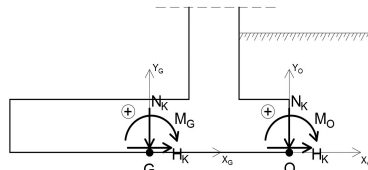


Figura 3 - Convenzione dei segni

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	156.00	-2.60	0.60	-405.60	0.00	0.60	0.00
Paramento c.a.	25	180.50	-1.00	4.81	-180.50	1.60	4.81	288.80
FOA		0.00	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	534.28	-3.35	4.81	-1789.84	-0.75	4.81	-400.71
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-3.97	8.42	0.00	-1.37	8.42	0.00
Zavorra lato valle	20	17.80	-0.25	2.09	-4.45	2.35	2.09	41.83
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-1.00	9.42	0.00	1.60	9.42	0.00
Totale		889			-2380			-70

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

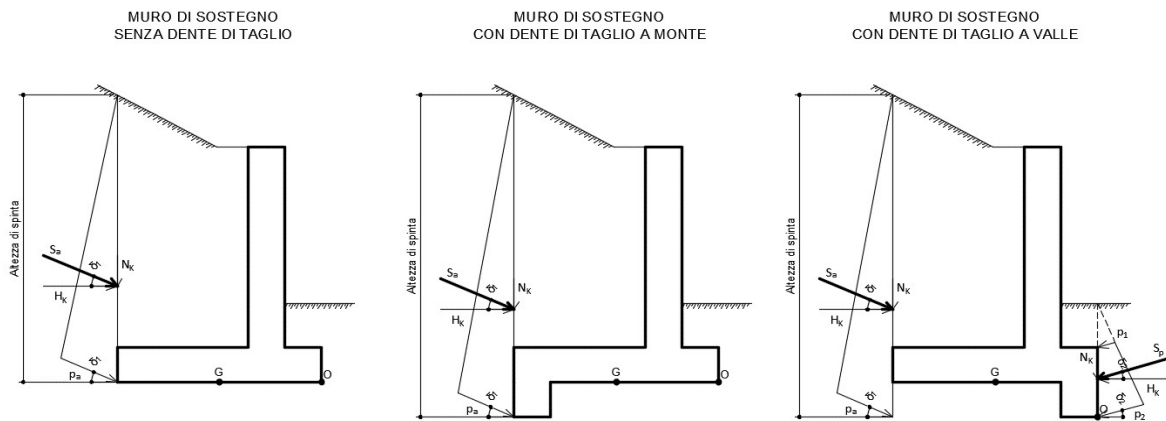


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.42

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	173.28	68.63	159.11	-5.20	2.81	89.67

- 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	4.82	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	173.28	68.63	159.11	89.67

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.42

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	173.28	68.63	159.11	-2.60	2.81	268.12

- 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	4.82	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	173.28	68.63	159.11	268.12

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Nord

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.42

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	173.28	68.63	159.11	-2.60	2.81	268.12

- 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	4.82	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	173.28	68.63	159.11	268.12

(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] 8.42

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	302.32	0.00	302.32	-2.60	2.81	848.51

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

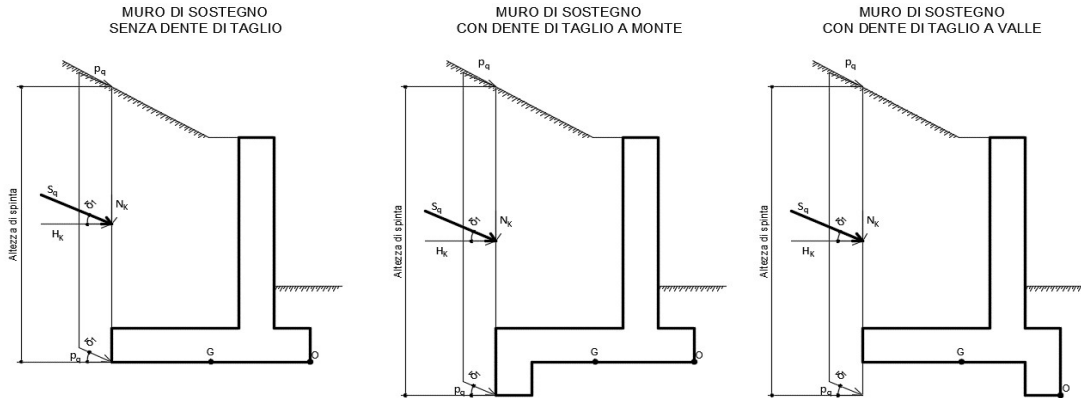


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_o [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
74.00	-3.35	-247.90	-0.75	-55.50

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.42

Comb.	k_a	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	41.16	16.30	37.79	-5.20	4.21	74.34

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.42

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	41.16	16.30	37.79	-2.60	4.21	116.72

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 8.42

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	71.81	0.00	71.81	-2.60	4.21	302.32

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Nord

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	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]	H_{URTO} [m]
82.28	1.00

come da Linee Guida ASPI *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	11.52	16.50	11.52	21.43	9.42	201.84

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	11.52	16.50	11.52	21.43	9.42	201.84

(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	1.60	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00

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

k_h	0.111	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.	-8.67	17.35	-2.60	0.60	32.96	0.00	0.60	10.41
Paramento c.a.	-10.04	20.07	-1.00	4.81	106.59	1.60	4.81	80.49
FOA	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-29.71	59.42	-3.35	4.81	385.31	-0.75	4.81	308.07
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.97	8.42	0.00	-1.37	8.42	0.00
Zavorra lato valle	-0.99	0.00	-0.25	2.09	0.25	2.35	2.09	-2.33
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.00	9.42	0.00	1.60	9.42	0.00
Totale	-49	97			525			397

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.	8.67	17.35	-2.60	0.60	-12.14	0.00	0.60	10.41
Paramento c.a.	10.04	20.07	-1.00	4.81	86.51	1.60	4.81	112.61
FOA	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	29.71	59.42	-3.35	4.81	186.27	-0.75	4.81	263.51
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.97	8.42	0.00	-1.37	8.42	0.00
Zavorra lato valle	0.99	0.00	-0.25	2.09	-0.25	2.35	2.09	2.33
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.00	9.42	0.00	1.60	9.42	0.00
Totale	49	97			260			389

(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 MONONobe OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

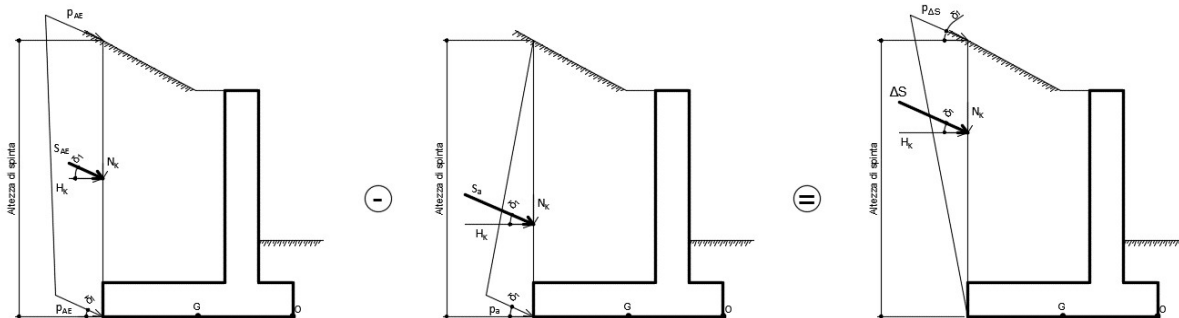


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore Nord

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	173.28	0.369	239.60	66.32
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	26.27	60.90	-5.20	4.21	119.78

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	173.28	0.346	265.67	92.40
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	36.60	84.84	-5.20	4.21	166.88

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	173.28	0.319	213.34	40.06
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	15.87	36.78	-2.60	4.21	113.61

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	173.28	0.310	231.87	58.59
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	23.21	53.80	-2.60	4.21	166.16

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	173.28	0.319	213.34	40.06
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	15.87	36.78	-2.60	4.21	113.61

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	173.28	0.310	231.87	58.59
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	23.21	53.80	-2.60	4.21	166.16

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	173.28	0.319	213.34	40.06
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	40.06	-2.60	4.21	168.65

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	173.28	0.310	231.87	58.59
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	58.59	-2.60	4.21	246.68

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
 condizioni di esercizio
 condizioni sismiche

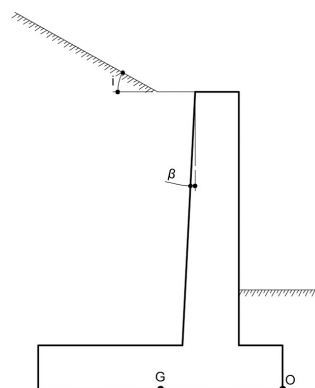


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	10
ϕ' [°]	38.00
ϕ' [rad]	0.66
δ_{es} [°]	19.00
δ_{es} [rad]	0.33
δ_{sism} [°]	19.00
δ_{sism} [rad]	0.33
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	0.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	9.639
$k_{p\ es} (*)$	4.820

(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 61T (Via del Triumvirato)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: CU **IV**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **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	0.210	0.307	2.432

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	0.293	2.871

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)	
	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

Coefficiente sismico orizzontale	k _h	0.111	0.167
Coefficiente sismico verticale	k _v	0.056	0.083

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.72	0.12	10.31	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	0.319	0.369
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.90	1.008

k_{AE} - M1	0.319	0.369
----------------------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.01	0.10	8.75	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	0.346
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.88	0.961

k_{AE} - M1	0.310	0.346
----------------------------	--------------	--------------

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	889	0	-70	0	302	849	74	0	-56
	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	72	302	0	0	0	0	21	202
	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	-49	97	397	49	97	389
	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	40	169	0	59	247			

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]	889	1266	889	1238	839	938	889	903	889
M _{Ed} [kNm/m]	1486	1382	1373	1290	1404	1474	1041	1030	1081
V _{Ed} [kN/m]	501	501	474	474	454	472	338	338	374

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]	963	889	944	889	944	889	903	889	903
M _{Ed} [kNm/m]	1025	1005	964	1005	964	839	828	839	828
V _{Ed} [kN/m]	374	356	356	356	356	317	317	317	317

	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]	889	1266	889	1238	839	938	889	903
M_{Ed} [kNm/m]	1486	1382	1373	1290	1404	1474	1041	1030
$B/6$ [m]	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87
e [m]	1.67	1.09	1.55	1.04	1.67	1.57	1.17	1.14
	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	170.88	243.49	170.88	238.15	161.38	180.38	170.88	173.73
σ_M [kN/m ²]	329.84	306.70	304.68	286.16	311.58	327.16	230.93	228.47
σ_A [kN/m ²]	500.72	550.19	475.56	524.31	472.96	507.55	401.81	402.20
σ_B [kN/m ²]	-158.95	-63.21	-133.80	-48.01	-150.20	-146.78	-60.05	-54.74
u [m]	0.93	1.51	1.05	1.56	0.93	1.03	1.43	1.46
σ_A^* [kN/m ²]	638.93	559.62	561.64	529.70	603.70	608.23	414.61	412.43
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N_{Rd} [kN/m]	4201.64	8793.54	5009.62	9252.85	3279.30	3861.52	7883.32	8157.15

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	889	963	889	944	889	944	889	903
M_{Ed} [kNm/m]	1081	1025	1005	964	1005	964	839	828

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
$B/6$ [m]	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87
e [m]	1.22	1.07	1.13	1.02	1.13	1.02	0.94	0.92
	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	170.88	185.11	170.88	181.55	170.88	181.55	170.88	173.73
σ_M [kN/m ²]	239.81	227.50	223.04	213.80	223.04	213.80	186.14	183.68
σ_A [kN/m ²]	410.69	412.61	393.92	395.36	393.92	395.36	357.03	357.41
σ_B [kN/m ²]	-68.93	-42.38	-52.16	-32.25	-52.16	-32.25	-15.26	-9.95
u [m]	1.38	1.53	1.47	1.58	1.47	1.58	1.66	1.68
σ_A^* [kN/m ²]	428.11	418.09	403.32	398.50	403.32	398.50	357.74	357.70
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	889	903
M_{Ed} [kNm/m]	839	828

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
$B/6$ [m]	0.87	0.87
e [m]	0.94	0.92
	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	170.88	173.73
σ_M [kN/m ²]	186.14	183.68
σ_A [kN/m ²]	357.03	357.41
σ_B [kN/m ²]	-15.26	-9.95
u [m]	1.66	1.68
σ_A^* [kN/m ²]	357.74	357.70
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	0.00

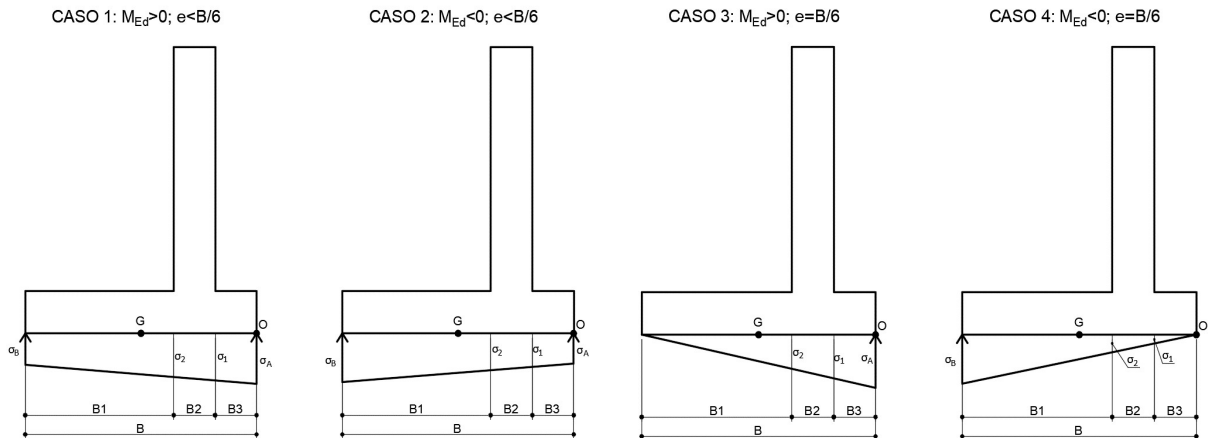


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

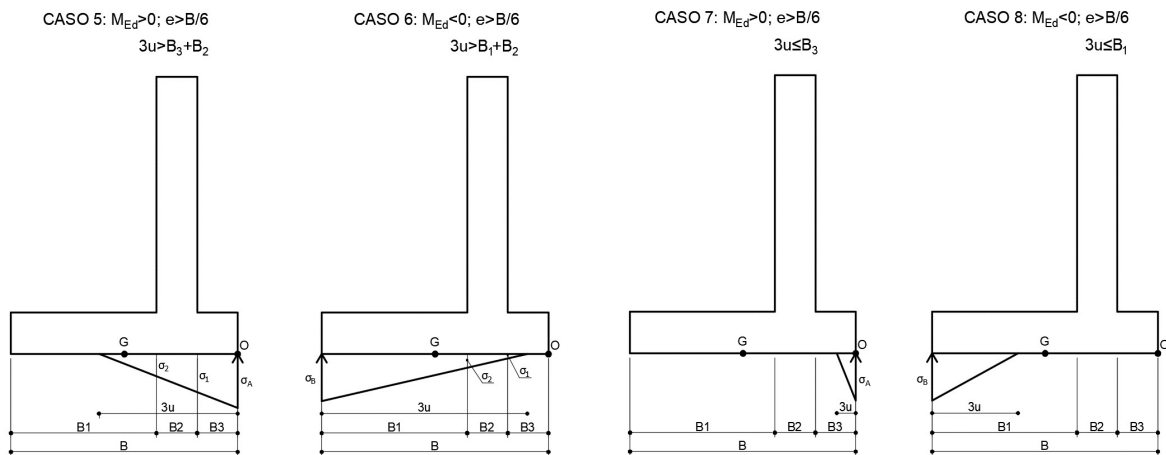


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATERA E RETROZZATERA)

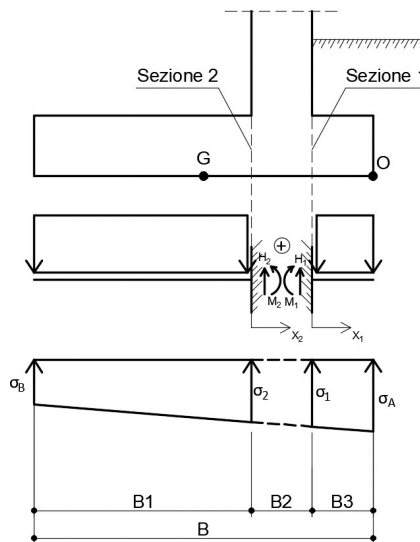


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesì 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.	15	111	-0.25	-1.85	-4	-205
Zavorra lato monte (costante)	0	534	0.00	-1.85	0	-988
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.47	0	0
Zavorra lato valle	18	0	-0.25	0.00	-4	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	33	645			-8	-1194

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N ₂ [kN/m]	x ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	74.00	-1.85	-136.90

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non k_h 0.111 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.	-1	-6	-0.25	-1.85	0	11
Zavorra lato monte (costante)	0	-30	0.00	-1.85	0	55
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.47	0	0
Zavorra lato valle	-1	0	-0.25	0.00	0	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-2	-36			0	66

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore Nord

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.	1	6	-0.25	-1.85	0	-11
Zavorra lato monte (costante)	0	30	0.00	-1.85	0	-55
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.47	0	0
Zavorra lato valle	1	0	-0.25	0.00	0	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	2	36			0	-66

(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]	524.08	497.78	472.89	473.05	495.13	509.63	366.25	365.36
σ ₂ [kN/m ²]	294.36	374.11	295.40	359.77	277.97	312.43	269.52	271.21
H ₁ [kN/m]	291	264	259	251	275	279	195	194
M ₁ [kNm/m]	75	67	67	64	71	72	50	50
H ₂ [kN/m]	189	566	246	571	178	247	375	391
M ₂ [kNm/m]	81	571	136	605	76	131	349	375

	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]	376.54	372.69	357.55	356.45	357.55	356.45	321.73	322.29	321.73	322.29
σ ₂ [kN/m ²]	273.41	281.89	266.02	272.34	266.02	272.34	249.72	251.48	249.72	251.48
H ₁ [kN/m]	201	198	190	189	190	189	170	170	170	170
M ₁ [kNm/m]	51	50	49	48	49	48	43	43	43	43
H ₂ [kN/m]	362	438	387	441	387	441	433	446	433	446
M ₂ [kNm/m]	320	453	375	476	375	476	500	529	500	529

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]	258	222	226	208	244	245	162	162
M _{Ed,1} [kNm/m]	67	57	58	53	63	63	42	41

H _{Ed,2} [kN/m]	-457	-384	-399	-351	-431	-434	-270	-269
M _{Ed,2} [kNm/m]	-1113	-1187	-1057	-1101	-1051	-1129	-845	-846

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]	168	165	157	156	157	156	137	137	137	137
M _{Ed,1} [kNm/m]	43	42	40	40	40	40	35	35	35	35

H _{Ed,2} [kN/m]	-283	-282	-259	-260	-259	-260	-212	-214	-212	-214
M _{Ed,2} [kNm/m]	-873	-878	-819	-820	-819	-820	-693	-693	-693	-693

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}	258	168	157	137
	MIN H _{Ed}	162	156	137	137
	MAX M _{Ed}	67	43	40	35
	MIN M _{Ed}	41	40	35	35

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-269	-259	-212	-212
	MIN H _{Ed}	-457	-283	-260	-214
	MAX M _{Ed}	-845	-819	-693	-693
	MIN M _{Ed}	-1187	-878	-820	-693

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
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 =	1200	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	22	3801	71		
	Superiore		-			
	5	22	1901	1129		
	Inferiore		-			
			Σ	5702	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	0.00	66.88	257.95	824.14	12.32
<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	354.15	-	-	354.15	1.37
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	1009.0	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	43.16	0.12	1.81	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	35.04	0.10	1.47	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=	200	mm
	$\sigma_s =$	233	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	40.31	0.11	1.69	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	213	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	35.04	0.10	1.47	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			n.	ϕ (mm)
H =	1200	mm altezza			10	22
c =	40	mm coprifer.			Superiore	-
					5	22
					Inferiore	-
N_{Ed} positivo di compressione						
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	5702 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	0.00	1186.66	456.67	1612.42	1.36
<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	354.15	702.68	2779.53	702.68	1.54
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	867.0	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	877.80	4.81	223.96	II
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	693.27	2.21	35.36	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=	200	mm
	$\sigma_s =$	233	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	259.83	0.83	13.25	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	213	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	693.27	2.21	35.36	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

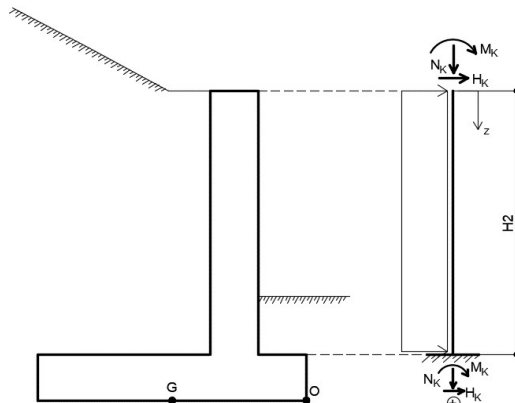


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(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]
0.72	18.05	0.00	0.00
1.44	36.10	0.00	0.00
2.17	54.15	0.00	0.00
2.89	72.20	0.00	0.00
3.61	90.25	0.00	0.00
4.33	108.30	0.00	0.00
5.05	126.35	0.00	0.00
5.78	144.40	0.00	0.00
6.50	162.45	0.00	0.00
7.22	180.50	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _t (h=H) [kN/m]	222.29
H _{spinta} [m]	7.22

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.72	0.00	2.22	0.53
1.44	0.00	8.89	4.28
2.17	0.00	20.01	14.44
2.89	0.00	35.57	34.24
3.61	0.00	55.57	66.87
4.33	0.00	80.02	115.55
5.05	0.00	108.92	183.50
5.78	0.00	142.26	273.91
6.50	0.00	180.05	390.00
7.22	0.00	222.29	534.97

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	S _q (h=H) [kN/m]	61.58
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.72	0.00	6.16	2.22
1.44	0.00	12.32	8.89
2.17	0.00	18.47	20.01
2.89	0.00	24.63	35.57
3.61	0.00	30.79	55.57
4.33	0.00	36.95	80.02
5.05	0.00	43.10	108.92
5.78	0.00	49.26	142.26
6.50	0.00	55.42	180.05
7.22	0.00	61.58	222.29

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.72	0.00	0.00	0.00
1.44	0.00	0.00	0.00
2.17	0.00	0.00	0.00
2.89	0.00	0.00	0.00
3.61	0.00	0.00	0.00
4.33	0.00	0.00	0.00
5.05	0.00	0.00	0.00
5.78	0.00	0.00	0.00
6.50	0.00	0.00	0.00
7.22	0.00	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	82.28	H _{URTO} [m]	1.00
---------------------	-------	-----------------------	------

(da piano stradale)

h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.72	10.32	0.00	7.97	13.73
1.44	10.32	0.00	7.97	19.49
2.17	10.32	0.00	7.97	25.24
2.89	10.32	0.00	7.97	31.00
3.61	10.32	0.00	7.97	36.75
4.33	10.32	0.00	7.97	42.51
5.05	10.32	0.00	7.97	48.27
5.78	10.32	0.00	7.97	54.02
6.50	10.32	0.00	7.97	59.78
7.22	10.32	0.00	7.97	65.54

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.72	0.00	0.00	0.00
1.44	0.00	0.00	0.00
2.17	0.00	0.00	0.00
2.89	0.00	0.00	0.00
3.61	0.00	0.00	0.00
4.33	0.00	0.00	0.00
5.05	0.00	0.00	0.00
5.78	0.00	0.00	0.00
6.50	0.00	0.00	0.00
7.22	0.00	0.00	0.00

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.111	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.72	-1.00	7.95	2.87
1.44	-2.01	15.90	11.48
2.17	-3.01	23.85	25.83
2.89	-4.01	31.80	45.91
3.61	-5.02	39.74	71.74
4.33	-6.02	47.69	103.30
5.05	-7.03	55.64	140.61
5.78	-8.03	63.59	183.65
6.50	-9.03	71.54	232.43
7.22	-10.04	79.49	286.95

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.111	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.72	1.00	7.95	2.87
1.44	2.01	15.90	11.48
2.17	3.01	23.85	25.83
2.89	4.01	31.80	45.91
3.61	5.02	39.74	71.74
4.33	6.02	47.69	103.30
5.05	7.03	55.64	140.61
5.78	8.03	63.59	183.65
6.50	9.03	71.54	232.43
7.22	10.04	79.49	286.95

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.319		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.72	0.00	0.29	0.11
1.44	0.00	1.18	0.85
2.17	0.00	2.65	2.87
2.89	0.00	4.71	6.81
3.61	0.00	7.36	13.29
4.33	0.00	10.60	22.97
5.05	0.00	14.43	36.47
5.78	0.00	18.85	54.44
6.50	0.00	23.86	77.52
7.22	0.00	29.46	106.33

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.310		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.72	0.00	0.43	0.16
1.44	0.00	1.72	1.24
2.17	0.00	3.88	4.20
2.89	0.00	6.89	9.95
3.61	0.00	10.77	19.44
4.33	0.00	15.51	33.59
5.05	0.00	21.11	53.35
5.78	0.00	27.57	79.63
6.50	0.00	34.90	113.38
7.22	0.00	43.08	155.53

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]
0.72	18.05	12.13	4.03	23.47	12.13	4.03	18.05	9.82	3.20
1.44	36.10	30.03	18.90	46.93	30.03	18.90	36.10	25.41	15.57
2.17	54.15	53.72	48.79	70.40	53.72	48.79	54.15	46.79	41.28
2.89	72.20	83.18	97.86	93.86	83.18	97.86	72.20	73.94	84.52
3.61	90.25	118.43	170.29	117.33	118.43	170.29	90.25	106.88	149.45
4.33	108.30	159.45	270.26	140.79	159.45	270.26	108.30	145.59	240.25
5.05	126.35	206.25	401.93	164.26	206.25	401.93	126.35	190.09	361.08
5.78	144.40	258.83	569.47	187.72	258.83	569.47	144.40	240.36	516.12
6.50	162.45	317.20	777.07	211.19	317.20	777.07	162.45	296.41	709.55
7.22	180.50	381.34	1028.90	234.65	381.34	1028.90	180.50	358.25	945.54

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore Nord

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]
0.72	23.47	9.82	3.20	18.05	11.43	14.71	17.05	11.70	3.96
1.44	46.93	25.41	15.57	36.10	19.33	25.54	34.09	28.43	18.39
2.17	70.40	46.79	41.28	54.15	31.67	43.69	51.14	50.20	47.14
2.89	93.86	73.94	84.52	72.20	48.46	72.35	68.19	77.00	94.07
3.61	117.33	106.88	149.45	90.25	69.70	114.74	85.23	108.84	163.02
4.33	140.79	145.59	240.25	108.30	95.39	174.07	102.28	145.71	257.83
5.05	164.26	190.09	361.08	126.35	125.51	253.55	119.32	187.62	382.36
5.78	187.72	240.36	516.12	144.40	160.09	356.38	136.37	234.56	540.45
6.50	211.19	296.41	709.55	162.45	199.11	485.79	153.42	286.53	735.95
7.22	234.65	358.25	945.54	180.50	242.58	644.97	170.46	343.55	972.72
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]
0.72	19.05	11.83	4.00	18.05	8.38	2.76	18.05	6.84	2.20
1.44	38.11	28.98	18.78	36.10	21.21	13.17	36.10	18.13	10.95
2.17	57.16	51.42	48.47	54.15	38.48	34.45	54.15	33.86	29.45
2.89	76.21	79.18	97.22	72.20	60.20	69.80	72.20	54.04	60.91
3.61	95.27	112.24	169.16	90.25	86.36	122.44	90.25	78.66	108.55
4.33	114.32	150.62	268.46	108.30	116.97	195.58	108.30	107.73	175.57
5.05	133.38	194.29	399.23	126.35	152.02	292.42	126.35	141.25	265.19
5.78	152.43	243.28	565.64	144.40	191.52	416.17	144.40	179.21	380.60
6.50	171.48	297.57	771.82	162.45	235.47	570.05	162.45	221.62	525.03
7.22	190.54	357.17	1021.91	180.50	283.86	757.26	180.50	268.47	701.69
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]
0.72	18.05	6.84	2.20	18.05	3.45	0.98	18.05	3.45	0.98
1.44	36.10	18.13	10.95	36.10	11.35	6.06	36.10	11.35	6.06
2.17	54.15	33.86	29.45	54.15	23.70	18.45	54.15	23.70	18.45
2.89	72.20	54.04	60.91	72.20	40.49	41.35	72.20	40.49	41.35
3.61	90.25	78.66	108.55	90.25	61.73	77.99	90.25	61.73	77.99
4.33	108.30	107.73	175.57	108.30	87.41	131.56	108.30	87.41	131.56
5.05	126.35	141.25	265.19	126.35	117.54	205.28	126.35	117.54	205.28
5.78	144.40	179.21	380.60	144.40	152.12	302.36	144.40	152.12	302.36
6.50	162.45	221.62	525.03	162.45	191.14	426.01	162.45	191.14	426.01
7.22	180.50	268.47	701.69	180.50	234.60	579.43	180.50	234.60	579.43

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 7.22m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	181	0	0
C2	0	222	535
C3	0	62	222
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	8	66
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-10	79	287
CS1 (+kV)	10	79	287
CS2 (-kV)	0	29	106
CS2 (+kV)	0	43	156

- (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 = 7.22m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	181	381	1029
SLU-2	235	381	1029
SLU-3	181	358	946
SLU-4	235	358	946
ECC	181	243	645
SISM-1	170	344	973
SISM-2	191	357	1022
SLE-RARA-1	181	284	757
SLE-RARA-2	181	268	702
SLE-FREQ-1	181	268	702
SLE-FREQ-2	181	235	579
SLE-QP	181	235	579

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 7.22m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	170	381	1029
SLE-RARA	181	284	757
SLE-FREQ	181	268	702
SLE-QP	181	235	579

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			5	22
c =	35	mm coprifer.			Lato valle	-
					10	22
					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	5702 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	170.46	1028.90	381.34	1405.36	1.37
<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	369.73	583.80	2309.30	583.80	1.53
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	667.6	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	180.50	757.26	5.72	213.18	II
ENV-QP	incastro con paramento	180.50	579.43	2.54	40.74	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=	200	mm
	$\sigma_s =$	213	N/mm ²	Smax=	250	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	180.50	701.69	5.31	196.02	II
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm	Sadottata=	200	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	180.50	579.43	2.54	40.74	I

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Nord

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 22 / 20
		lato monte	φ 22 / 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 22 / 10
		inferiore	φ 22 / 20
	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
inferiore			φ 22 / 20
Armatura longitudinale		superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
Armatura a taglio		disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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 monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
4.50	2.30	0.70	1.50	4.20	0.80	3.40

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 _{g_dente} [m]
3.40	0.00	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	0.80	0.00	31.00	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - Barriera antisonica H = 6.5m

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	8.72	0.00	2.13
Pressione dinamica veicolare	-0.47	-7.06	-23.47
Vento	-1.13	-16.99	-56.46

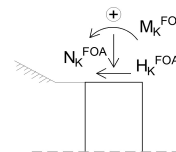


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

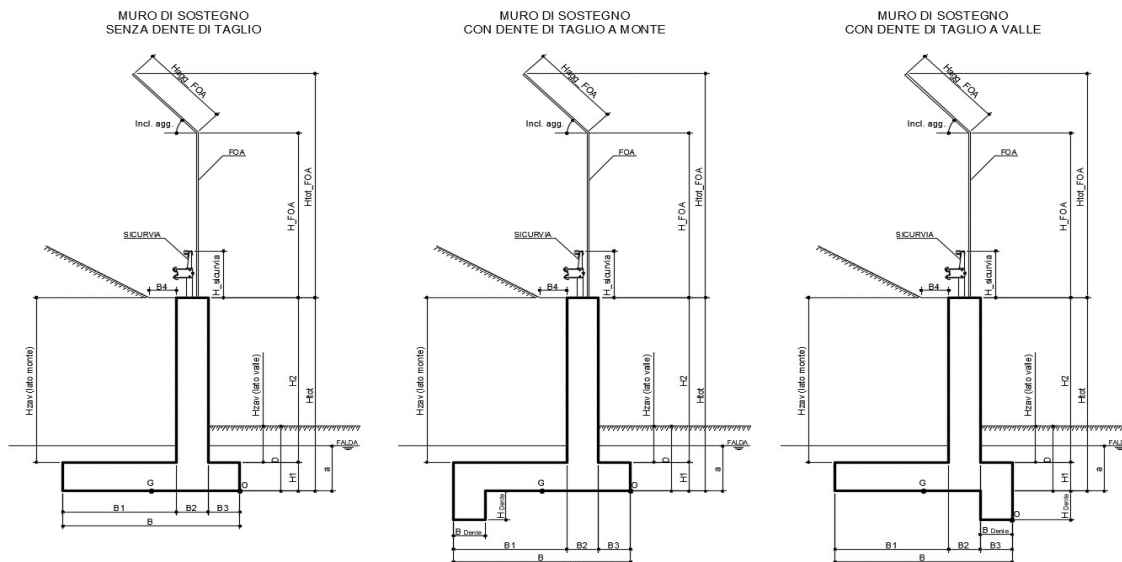


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

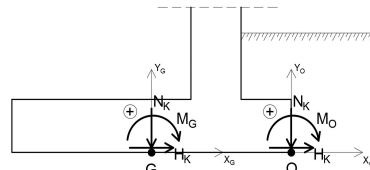


Figura 3 - Convenzione dei segni

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	90.00	-2.25	0.40	-202.50	0.00	0.40	0.00
Paramento c.a.	25	59.50	-1.85	2.50	-110.08	0.40	2.50	23.80
FOA		8.72	-1.85	4.20	-18.26	0.40	4.20	1.36
Zavorra lato monte (costante)	20	156.40	-3.35	2.50	-523.94	-1.10	2.50	-172.04
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-3.73	4.20	0.00	-1.48	4.20	0.00
Zavorra lato valle	20	0.00	-0.75	0.80	0.00	1.50	0.80	0.00
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-1.85	5.20	0.00	0.40	5.20	0.00
Totale		315			-855			-147

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

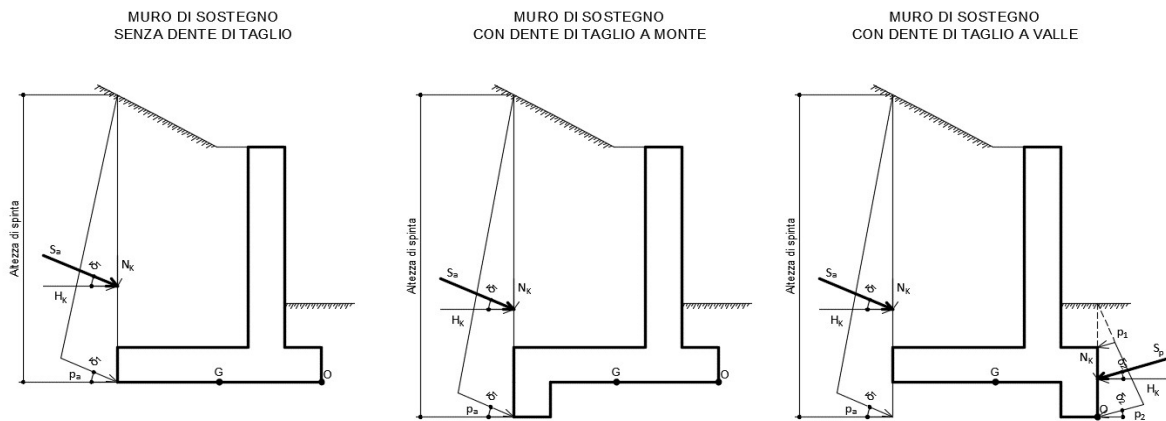


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva H_{SPINTA_ATT} [m] 4.20

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	43.11	17.08	39.59	-4.50	1.40	-21.42

- 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	4.82	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	43.11	17.08	39.59	-21.42

Scorrimento

- Componente attiva H_{SPINTA_ATT} [m] 4.20

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	43.11	17.08	39.59	-2.25	1.40	17.00

- 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	4.82	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	43.11	17.08	39.59	17.00

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 4.20

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	43.11	17.08	39.59	-2.25	1.40	17.00

- 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	4.82	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	43.11	17.08	39.59	17.00

(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] 4.20

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	75.22	0.00	75.22	-2.25	1.40	105.31

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

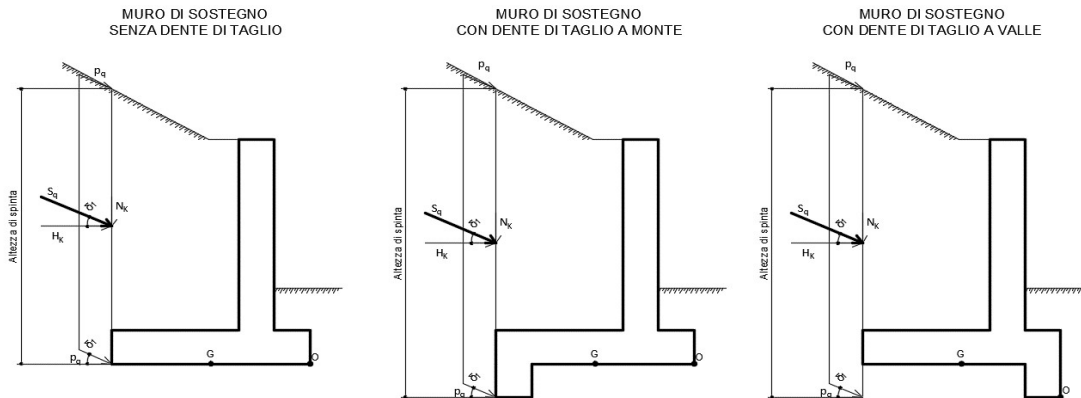


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
46.00	-3.35	-154.10	-1.10	-50.60

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 4.20

Comb.	k_a	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	20.53	8.13	18.85	-4.50	2.10	3.00

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 4.20

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	20.53	8.13	18.85	-2.25	2.10	21.29

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 4.20

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	35.82	0.00	35.82	-2.25	2.10	75.22

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
-0.47	7.06	-1.85	4.20	53.99	0.40	4.20	52.93

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]	H_{URTO} [m]
0	1.00

(da piano stradale)
 come da Linee Guida ASPI come da NTC2018

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
3.00	1.50	7.30	31.00	7.30	0.00	5.20	0.00

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	7.30	31.00	7.30	0.00	5.20	0.00

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
6.50	0.00	0	da strada	6.50	2.24

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
-1.13	16.99	0.40	4.20	127.36	-1.85	4.20	129.89

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

k_h	0.111	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_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-5.00	10.01	-2.25	0.40	15.26	0.00	0.40	4.00
Paramento c.a.	-3.31	6.62	-1.85	2.50	22.66	0.40	2.50	15.22
FOA	-0.48	0.97	-1.85	4.20	4.97	0.40	4.20	3.88
Zavorra lato monte (costante)	-8.70	17.39	-3.35	2.50	72.61	-1.10	2.50	53.05
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.73	4.20	0.00	-1.48	4.20	0.00
Zavorra lato valle	0.00	0.00	-0.75	0.80	0.00	1.50	0.80	0.00
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.85	5.20	0.00	0.40	5.20	0.00
Totale	-17	35			116			76

Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	5.00	10.01	-2.25	0.40	-7.26	0.00	0.40	4.00
Paramento c.a.	3.31	6.62	-1.85	2.50	10.42	0.40	2.50	17.87
FOA	0.48	0.97	-1.85	4.20	3.18	0.40	4.20	4.27
Zavorra lato monte (costante)	8.70	17.39	-3.35	2.50	14.35	-1.10	2.50	33.92
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.73	4.20	0.00	-1.48	4.20	0.00
Zavorra lato valle	0.00	0.00	-0.75	0.80	0.00	1.50	0.80	0.00
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.85	5.20	0.00	0.40	5.20	0.00
Totale	17	35			21			60

(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 MONONUBE OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

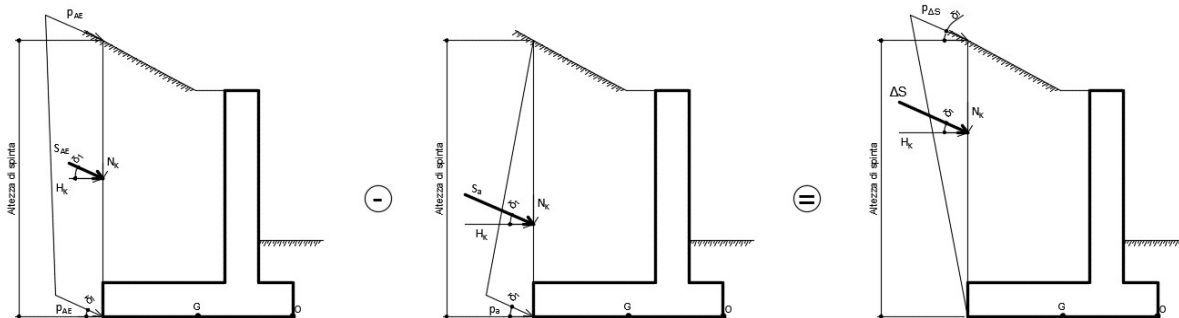


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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	43.11	0.369	59.62	16.50
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	6.54	15.15	-4.50	2.10	2.41

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	43.11	0.346	66.10	22.99
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	9.11	21.11	-4.50	2.10	3.35

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	43.11	0.319	53.08	9.97
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	3.95	9.15	-2.25	2.10	10.34

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	43.11	0.310	57.69	14.58
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	5.77	13.39	-2.25	2.10	15.12

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	43.11	0.319	53.08	9.97
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	3.95	9.15	-2.25	2.10	10.34

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	43.11	0.310	57.69	14.58
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	5.77	13.39	-2.25	2.10	15.12

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	43.11	0.319	53.08	9.97
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	9.97	-2.25	2.10	20.93

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	43.11	0.310	57.69	14.58
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	14.58	-2.25	2.10	30.62

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
 condizioni di esercizio
 condizioni sismiche

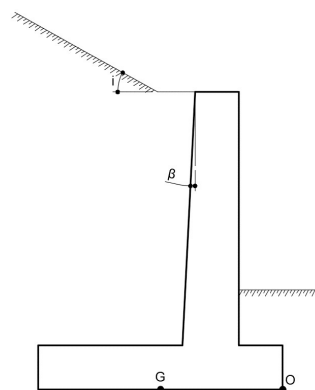


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	10
ϕ' [°]	38.00
ϕ' [rad]	0.66
δ_{es} [°]	19.00
δ_{es} [rad]	0.33
δ_{sism} [°]	19.00
δ_{sism} [rad]	0.33
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	0.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	9.639
$k_{p\ es} (*)$	4.820

(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

Cliente: **Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna**
 Commessa: **Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muro andatore Sud**

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 61T (Via del Triumvirato)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: CU **IV**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **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	0.210	0.307	2.432

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	0.293	2.871

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	β		β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)
	STR/GEO	RIB	
	0.38	0.57	

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.111	0.167
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.056	0.083

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.72	0.12	10.31	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
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.319	0.369
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.90	1.008

$k_{AE} - M1$	0.319	0.369
---------------	-------	-------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.01	0.10	8.75	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
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.31	0.346
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.88	0.961

$k_{AE} - M1$	0.310	0.346
---------------	-------	-------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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	315	0	-147	0	75	105	46	0	-51
	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	36	75	0	7	53	0	0	0
	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	-1	17	127	-17	35	76	17	35	60
	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	10	21	0	15	31			

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]	313	476	312	459	297	332	315	324	313
M _{Ed} [kNm/m]	297	177	325	224	81	75	-16	-26	163
V _{Ed} [kN/m]	177	177	172	172	129	133	84	84	128

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]	359	313	348	314	349	314	324	315	324
M _{Ed} [kNm/m]	112	182	144	55	17	10	-1	-16	-26
V _{Ed} [kN/m]	128	124	124	107	107	87	87	84	84

	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]	313	476	312	459	297	332	315	324
M_{Ed} [kNm/m]	297	177	325	224	81	75	-16	-26

B/6 [m]	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
e [m]	0.95	0.37	1.04	0.49	0.27	0.23	0.05	0.08
	$e > (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e > (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	69.53	105.84	69.42	101.90	66.01	73.78	69.89	71.94
σ_M [kN/m ²]	87.96	52.42	96.36	66.44	24.04	22.14	-4.72	-7.72
σ_A [kN/m ²]	157.50	158.26	165.79	168.34	90.05	95.92	65.17	64.22
σ_B [kN/m ²]	-18.43	53.42	-26.94	35.46	41.97	51.64	74.62	79.66
u [m]	1.30	1.88	1.21	1.76	1.98	2.02	2.20	2.17
σ_A^* [kN/m ²]	160.31	158.26	172.27	168.34	90.05	95.92	65.17	64.22
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	53.42	0.00	35.46	41.97	51.64	74.62	79.66
N_{Rd} [kN/m]	3761.49	6405.71	3299.11	6107.72	5106.81	5349.79	7272.74	7302.53

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	313	359	313	348	314	349	314	324
M_{Ed} [kNm/m]	163	112	182	144	55	17	10	-1

B/6 [m]	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
e [m]	0.52	0.31	0.58	0.41	0.17	0.05	0.03	0.00
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	69.66	79.88	69.59	77.25	69.84	77.50	69.84	71.89
σ_M [kN/m ²]	48.30	33.30	53.90	42.65	16.16	4.92	2.82	-0.17
σ_A [kN/m ²]	117.96	113.19	123.48	119.91	86.00	82.42	72.67	71.71
σ_B [kN/m ²]	21.37	46.58	15.69	34.60	53.68	72.59	67.02	72.06
u [m]	1.73	1.94	1.67	1.84	2.08	2.20	2.22	2.25
σ_A^* [kN/m ²]	117.96	113.19	123.48	119.91	86.00	82.42	72.67	71.71
σ_B^* [kN/m ²]	21.37	46.58	15.69	34.60	53.68	72.59	67.02	72.06

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	315	324
M_{Ed} [kNm/m]	-16	-26

B/6 [m]	0.75	0.75
e [m]	0.05	0.08
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	69.89	71.94
σ_M [kN/m ²]	-4.72	-7.72
σ_A [kN/m ²]	65.17	64.22
σ_B [kN/m ²]	74.62	79.66
u [m]	2.20	2.17
σ_A^* [kN/m ²]	65.17	64.22
σ_B^* [kN/m ²]	74.62	79.66

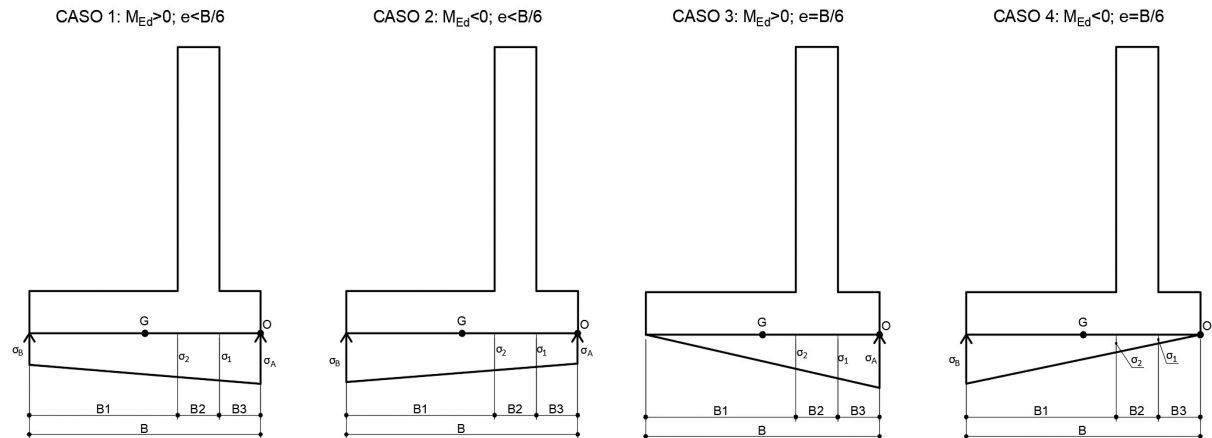


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

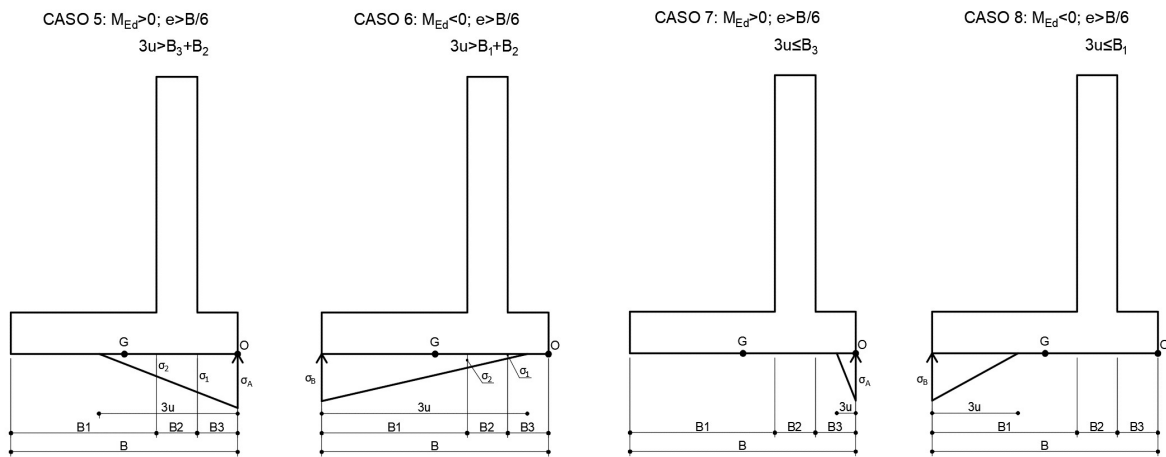


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATERA E RETROZZATERA)

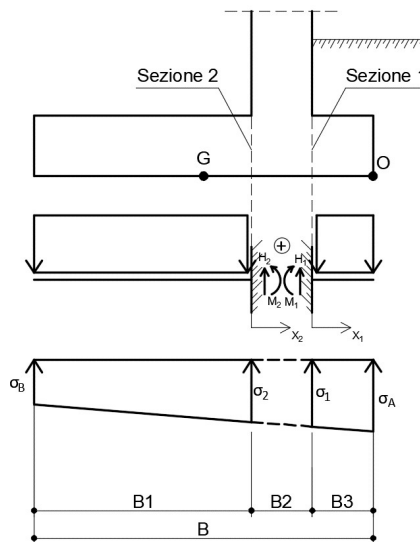


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesì 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.	30	46	-0.75	-1.15	-23	-53
Zavorra lato monte (costante)	0	156	0.00	-1.15	0	-180
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.53	0	0
Zavorra lato valle	0	0	-0.75	0.00	0	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	30	202			-23	-233

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N ₂ [kN/m]	x ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	46.00	-1.15	-52.90

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non k_h 0.111 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.	-2	-3	-0.75	-1.15	1	3
Zavorra lato monte (costante)	0	-9	0.00	-1.15	0	10
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.53	0	0
Zavorra lato valle	0	0	-0.75	0.00	0	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-2	-11			1	13

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore Sud

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.	2	3	-0.75	-1.15	-1	-3
Zavorra lato monte (costante)	0	9	0.00	-1.15	0	-10
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.53	0	0
Zavorra lato valle	0	0	-0.75	0.00	0	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	2	11			-1	-13

(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]	98.71	123.31	101.02	124.04	74.02	81.16	68.32	69.37
σ ₂ [kN/m ²]	69.96	107.01	67.77	103.37	66.54	74.27	69.79	71.77
H ₁ [kN/m]	194	211	205	219	123	133	100	100
M ₁ [kNm/m]	157	165	167	173	95	102	74	74
H ₂ [kN/m]	60	184	48	160	125	145	166	174
M ₂ [kNm/m]	34	189	23	154	133	157	193	204

	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]	85.76	90.98	87.55	91.47	75.22	79.14	70.79	71.83	68.32	69.37
σ ₂ [kN/m ²]	70.73	80.62	70.78	78.20	70.20	77.61	69.91	71.89	69.79	71.77
H ₁ [kN/m]	153	153	158	159	121	121	108	108	100	100
M ₁ [kNm/m]	121	119	125	124	93	91	81	81	74	74
H ₂ [kN/m]	106	146	99	130	142	173	157	166	166	174
M ₂ [kNm/m]	100	153	90	130	157	196	180	190	193	204

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]	164	172	175	180	95	101	70	70
M _{Ed,1} [kNm/m]	135	136	145	144	74	79	52	52

H _{Ed,2} [kN/m]	-143	-148	-154	-155	-66	-69	-36	-37
M _{Ed,2} [kNm/m]	-199	-193	-210	-208	-87	-89	-40	-40

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]	123	123	128	129	91	91	78	78	70	70
M _{Ed,1} [kNm/m]	98	97	103	102	70	69	59	58	52	52

H _{Ed,2} [kN/m]	-96	-102	-103	-107	-60	-64	-45	-46	-36	-37
M _{Ed,2} [kNm/m]	-133	-132	-143	-142	-76	-76	-53	-53	-40	-40

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}	180	129	91	70
	MIN H _{Ed}	70	123	78	70
	MAX M _{Ed}	145	103	70	52
	MIN M _{Ed}	52	97	58	52

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-36	-96	-45	-36
	MIN H _{Ed}	-155	-107	-64	-37
	MAX M _{Ed}	-40	-132	-53	-40
	MIN M _{Ed}	-210	-143	-76	-40

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
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 =	800	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)		
	5	16	1005	62		
	Superiore		-			
	5	16	1005	738		
	Inferiore		-			
			Σ	2011	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	0.00	144.59	180.29	291.68	2.02
<u>Taglio</u>						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	200	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	256.28	-	-	256.28	1.42
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	357.4	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	102.94	0.80	11.67	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	52.00	0.40	5.90	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=	200	mm
	$\sigma_s =$	280	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	70.21	0.54	7.96	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	240	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	52.00	0.40	5.90	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			n.	ϕ (mm)
H =	800	mm altezza			5	16
c =	40	mm coprifer.			Superiore	-
					5	16
					Inferiore	-
N_{Ed} positivo di compressione						
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2011 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	0.00	209.76	155.22	291.68	1.39
<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	256.28	-	-	256.28	1.65
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	357.4	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	142.68	1.10	16.18	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	39.65	0.31	4.50	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=	200	mm
	$\sigma_s =$	280	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	64.17	0.50	7.28	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	240	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	39.65	0.31	4.50	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

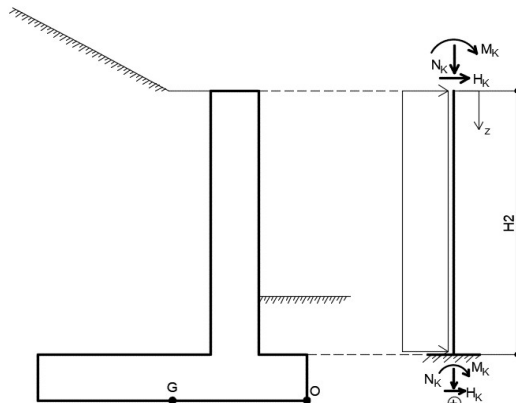


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvia [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	8.72

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.34	14.67	0.00	0.00
0.68	20.62	0.00	0.00
1.02	26.57	0.00	0.00
1.36	32.52	0.00	0.00
1.70	38.47	0.00	0.00
2.04	44.42	0.00	0.00
2.38	50.37	0.00	0.00
2.72	56.32	0.00	0.00
3.06	62.27	0.00	0.00
3.40	68.22	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _t (h=H) [kN/m]	49.29
H _{spinta} [m]	3.40

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.34	0.00	0.49	0.06
0.68	0.00	1.97	0.45
1.02	0.00	4.44	1.51
1.36	0.00	7.89	3.58
1.70	0.00	12.32	6.98
2.04	0.00	17.75	12.07
2.38	0.00	24.15	19.16
2.72	0.00	31.55	28.60
3.06	0.00	39.93	40.73
3.40	0.00	49.29	55.87

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	s _q (h=H) [kN/m]	29.00
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.34	0.00	2.90	0.49
0.68	0.00	5.80	1.97
1.02	0.00	8.70	4.44
1.36	0.00	11.60	7.89
1.70	0.00	14.50	12.32
2.04	0.00	17.40	17.75
2.38	0.00	20.30	24.15
2.72	0.00	23.20	31.55
3.06	0.00	26.10	39.93
3.40	0.00	29.00	49.29

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.34	-0.47	7.06	25.87
0.68	-0.47	7.06	28.27
1.02	-0.47	7.06	30.67
1.36	-0.47	7.06	33.07
1.70	-0.47	7.06	35.47
2.04	-0.47	7.06	37.87
2.38	-0.47	7.06	40.27
2.72	-0.47	7.06	42.67
3.06	-0.47	7.06	45.07
3.40	-0.47	7.06	47.47

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	0.00	H _{URTO} [m]	1.00
---------------------	------	-----------------------	------

(da piano stradale)

h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.34	6.50	0.00	0.00	0.00
0.68	6.50	0.00	0.00	0.00
1.02	6.50	0.00	0.00	0.00
1.36	6.50	0.00	0.00	0.00
1.70	6.50	0.00	0.00	0.00
2.04	6.50	0.00	0.00	0.00
2.38	6.50	0.00	0.00	0.00
2.72	6.50	0.00	0.00	0.00
3.06	6.50	0.00	0.00	0.00
3.40	6.50	0.00	0.00	0.00

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.34	-1.13	16.99	62.24
0.68	-1.13	16.99	66.76
1.02	-1.13	16.99	72.53
1.36	-1.13	16.99	78.31
1.70	-1.13	16.99	84.08
2.04	-1.13	16.99	89.86
2.38	-1.13	16.99	95.63
2.72	-1.13	16.99	101.41
3.06	-1.13	16.99	107.19
3.40	-1.13	16.99	112.96

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.111	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.34	-0.82	3.37	3.89
0.68	-1.15	5.77	5.44
1.02	-1.48	8.17	7.81
1.36	-1.81	10.57	11.00
1.70	-2.14	12.97	15.00
2.04	-2.47	15.38	19.82
2.38	-2.80	17.78	25.46
2.72	-3.13	20.18	31.91
3.06	-3.46	22.58	39.18
3.40	-3.79	24.98	47.26

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.111	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.34	0.82	3.37	3.89
0.68	1.15	5.77	5.44
1.02	1.48	8.17	7.81
1.36	1.81	10.57	11.00
1.70	2.14	12.97	15.00
2.04	2.47	15.38	19.82
2.38	2.80	17.78	25.46
2.72	3.13	20.18	31.91
3.06	3.46	22.58	39.18
3.40	3.79	24.98	47.26

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

$k_{a, sism}$	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.319		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.34	0.00	0.07	0.01
0.68	0.00	0.26	0.09
1.02	0.00	0.59	0.30
1.36	0.00	1.05	0.71
1.70	0.00	1.63	1.39
2.04	0.00	2.35	2.40
2.38	0.00	3.20	3.81
2.72	0.00	4.18	5.69
3.06	0.00	5.29	8.10
3.40	0.00	6.53	11.10

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

$k_{a, sism}$	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.310		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.34	0.00	0.10	0.02
0.68	0.00	0.38	0.13
1.02	0.00	0.86	0.44
1.36	0.00	1.53	1.04
1.70	0.00	2.39	2.03
2.04	0.00	3.44	3.51
2.38	0.00	4.68	5.57
2.72	0.00	6.11	8.32
3.06	0.00	7.74	11.84
3.40	0.00	9.55	16.24

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]
0.34	12.95	30.87	95.63	17.35	30.87	95.63	12.45	37.33	123.09
0.68	18.90	37.14	106.02	25.09	37.14	106.02	18.40	42.51	134.74
1.02	24.85	44.69	119.90	32.82	44.69	119.90	24.35	48.98	150.25
1.36	30.80	53.53	136.56	40.56	53.53	136.56	30.30	56.72	168.19
1.70	36.75	63.65	156.44	48.29	63.65	156.44	36.25	65.75	188.97
2.04	42.70	75.04	179.98	56.03	75.04	179.98	42.20	76.07	213.04
2.38	48.65	87.73	207.62	63.76	87.73	207.62	48.15	87.66	240.84
2.72	54.60	101.69	239.78	71.50	101.69	239.78	54.10	100.53	272.80
3.06	60.55	116.93	276.91	79.23	116.93	276.91	60.05	114.69	309.35
3.40	66.50	133.46	319.44	86.97	133.46	319.44	66.00	130.13	350.93

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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]
0.34	16.85	37.33	123.09	14.58	2.48	5.33	13.76	5.92	9.23
0.68	24.59	42.51	134.74	20.53	4.54	6.49	19.38	10.58	12.03
1.02	32.32	48.98	150.25	26.48	7.59	8.53	25.00	16.35	16.64
1.36	40.06	56.72	168.19	32.43	11.62	11.77	30.62	23.24	23.48
1.70	47.79	65.75	188.97	38.38	16.64	16.54	36.24	31.24	32.93
2.04	55.53	76.07	213.04	44.33	22.64	23.19	41.86	40.36	45.41
2.38	63.26	87.66	240.84	50.28	29.63	32.05	47.48	50.60	61.32
2.72	71.00	100.53	272.80	56.23	37.60	43.45	53.09	61.96	81.04
3.06	78.73	114.69	309.35	62.18	46.56	57.73	58.71	74.43	105.00
3.40	86.47	130.13	350.93	68.13	56.51	75.22	64.33	88.02	133.59
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]
0.34	15.39	5.95	9.23	13.52	20.64	63.76	13.19	24.95	82.06
0.68	21.67	10.70	12.07	19.47	25.02	70.74	19.14	28.60	89.88
1.02	27.95	16.62	16.78	25.42	30.39	80.13	25.09	33.24	100.37
1.36	34.23	23.72	23.81	31.37	36.74	91.52	31.04	38.87	112.60
1.70	40.52	32.00	33.58	37.32	44.07	105.23	36.99	45.48	126.91
2.04	46.80	41.45	46.52	43.27	52.40	121.60	42.94	53.08	143.64
2.38	53.08	52.08	63.08	49.22	61.70	140.97	48.89	61.66	163.12
2.72	59.36	63.89	83.67	55.17	72.00	163.67	54.84	71.23	185.68
3.06	65.64	76.88	108.75	61.12	83.28	190.04	60.79	81.78	211.66
3.40	71.92	91.04	138.73	67.07	95.54	220.41	66.74	93.32	241.40
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]
0.34	14.32	7.96	19.83	14.35	5.88	17.78	14.58	2.48	5.33
0.68	20.27	11.62	23.13	20.30	7.94	19.85	20.53	4.54	6.49
1.02	26.22	16.26	27.84	26.25	10.99	23.04	26.48	7.59	8.53
1.36	32.17	21.88	34.29	32.20	15.02	27.43	32.43	11.62	11.77
1.70	38.12	28.49	42.83	38.15	20.03	33.36	38.38	16.64	16.54
2.04	44.07	36.09	53.78	44.10	26.03	41.16	44.33	22.64	23.19
2.38	50.02	44.67	67.48	50.05	33.02	51.17	50.28	29.63	32.05
2.72	55.97	54.24	84.27	56.00	41.00	63.73	56.23	37.60	43.45
3.06	61.92	64.80	104.48	61.95	49.96	79.16	62.18	46.56	57.73
3.40	67.87	76.34	128.44	67.90	59.90	97.81	68.13	56.51	75.22

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 3.4m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	68	0	0
C2	0	49	56
C3	0	29	49
C3 - FOA	0	7	47
C4	0	0	0
C5	-1	17	113
CS1 (-kV)	-4	25	47
CS1 (+kV)	4	25	47
CS2 (-kV)	0	7	11
CS2 (+kV)	0	10	16

- (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 = 3.4m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	67	133	319
SLU-2	87	133	319
SLU-3	66	130	351
SLU-4	86	130	351
ECC	68	57	75
SISM-1	64	88	134
SISM-2	72	91	139
SLE-RARA-1	67	96	220
SLE-RARA-2	67	93	241
SLE-FREQ-1	68	76	128
SLE-FREQ-2	68	60	98
SLE-QP	68	57	75

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 3.4m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	64	133	351
SLE-RARA	67	96	241
SLE-FREQ	68	76	128
SLE-QP	68	57	75

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 =	700	mm altezza			5	16
c =	35	mm coprifer.			Lato valle	-
N_{Ed} positivo di compressione					10	16
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione					Lato monte	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3016 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	64.33	350.93	133.46	504.74	1.44
<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	247.73	-	-	247.73	1.86
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	295.1	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	66.74	241.40	2.34	35.29	I
ENV-QP	incastro con paramento	68.13	75.22	0.73	11.00	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=	200	mm
	$\sigma_s =$	240	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	67.87	128.44	1.24	18.77	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm	Sadottata=	200	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	68.13	75.22	0.73	11.00	I

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 16 / 20
		lato monte	φ 16 / 10
	Armatura longitudinale	lato valle	φ 14 / 20
		lato monte	φ 14 / 20
Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40	
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 16 / 20
		inferiore	φ 16 / 20
	Armatura longitudinale	superiore	φ 14 / 20
		inferiore	φ 14 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
	Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore
inferiore			φ 16 / 20
Armatura longitudinale		superiore	φ 14 / 20
		inferiore	φ 14 / 20
Armatura a taglio		disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 20