

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

93T - SOTTOVIA TANG.NORD RAMPA INTERC. 14+490

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

O10

ST93N

00000

R S T R

0861

-2

SCALA

-



PROJECT MANAGER:

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

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

REVISIONE

n.

data

0

DICEMBRE 2017

1

SETTEMBRE 2019

2

SETTEMBRE 2020

3

-

4

-

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’OPERA	6
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
1.3	CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE	10
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	11
1.4.2	Strutture esistenti	14
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	44
1.5.1	Terreno di rilevato	44
1.5.2	Terreno di fondazione	44
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	46
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	48
1.8	CONVENZIONI GENERALI	49
1.8.1	Unità Di Misura	49
2	IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI	50
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	50
2.1.1	Modellazione strutturale	50
2.1.2	Fasi di analisi	50
2.1.3	Fasi di costruzione	50
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione	51
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante	51
2.1.6	Sezioni di verifica	53
2.1.7	Metodologia di verifica	53
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE	55
2.2.1	Modellazione strutturale	55
2.2.2	Fasi di analisi	55
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	55
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante	55
2.2.5	Sezioni di verifica	55
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	56
2.3.1	Descrizione generale	56
2.3.2	Sezioni di verifica	56
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche	57
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche	57
2.3.5	Metodologia di verifica	58
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	58
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	59
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	59
3	ANALISI DEI CARICHI	62
3.1	PREMESSA	62
3.2	CARICHI AGENTI SULL’IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	62
3.2.1	Carichi agenti sull’impalcato in fase 1	62
3.2.2	Carichi agenti sull’impalcato in fase 2	62
3.2.3	Carichi agenti sull’impalcato in fase 3	64
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	76
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	76
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali	76
3.3.3	Spinta del terreno	76
3.3.4	Sovraccarico accidentale	76

3.3.5	Urto da veicolo in svio su pile.....	76
3.4	AZIONE SISMICA.....	76
3.5	CARICHI SU BARRIERE FOA.....	77
4	ANALISI IMPALCATO	78
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE.....	78
4.1.1	Analisi strutturale.....	78
4.1.2	Verifiche.....	81
4.2	IMPALCATO ESISTENTE.....	91
4.2.1	Analisi strutturale.....	91
4.2.2	Verifiche.....	92
5	ANALISI SPALLE	101
5.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	101
5.2	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE).....	101
5.2.1	Geometria di verifica.....	102
5.2.2	Analisi strutturale del paramento.....	105
5.2.3	Analisi strutturale del plinto di fondazione.....	112
5.2.4	Analisi strutturale del paraghiaia.....	123
5.3	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE).....	125
5.3.1	Geometria di verifica.....	130
5.3.2	Analisi dei carichi.....	134
5.3.3	Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G.....	136
5.3.4	Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G.....	136
5.3.5	Analisi strutturale del plinto di fondazione.....	137
5.3.6	Analisi strutturale del paramento.....	145
5.3.7	Analisi strutturale del paraghiaia.....	157
6	ANALISI STRUTTURALE DEL MURO ANDATORE CARREGGIATA NORD LATO BOLOGNA.....	160
6.1.1	Geometria di verifica.....	160
6.1.2	Analisi strutturale del paramento.....	162
6.1.3	Analisi strutturale del plinto di fondazione.....	168
7	ANALISI STRUTTURALE DEL MURO ANDATORE CARREGGIATA NORD LATO RIMINI.....	180
7.1	GEOMETRIA.....	180
7.2	ANALISI DEI CARICHI.....	181
7.3	ANALISI E VERIFICHE.....	183

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (1)	5
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (2)	5
FIGURA 1-3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (3) – VISTA AMPLIAMENTO NORD	6
FIGURA 1-4. PIANTA FONDAZIONI.....	7
FIGURA 1-5. PIANTA IMPALCATO.....	7
FIGURA 1-6. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO	8
FIGURA 1-7. PROSPETTO NORD	8
FIGURA 1-8. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO NORD.....	8
FIGURA 1-9. SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO NORD	8
FIGURA 1-10. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	10
FIGURA 1-11 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	15
FIGURA 1-12 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4.....	16
FIGURA 1-13 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4.....	17
FIGURA 1-14 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4.....	18
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4.....	19
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	20
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO	21
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE	22
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO)	23
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	25
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE	26
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE	26
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI.....	32
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) ..	33
FIGURA 1-25. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	44
FIGURA 1-26. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	44
FIGURA 1-27. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	44
FIGURA 1-28. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	44
FIGURA 1-29. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	45
FIGURA 1-30. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV	47
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E DELLE ALIQUOTE B_{EI} (FIG. 4.3.1 DELLE NTC2018)	51
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E LUCI EQUIVALENTI L_e PER LE TRAVI CONTINUE (FIG. 4.3.2 DELLE NTC2018)	51
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC2018)	60
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB. 5.1.V DELLE NTC2018)	60
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC2018)	61
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB. 5.1.VI DELLE NTC2018)	61
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018)	69
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI Q_{IK} E q_{IK} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2008)	69
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO IMPALCATO DI PROGETTO	70
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO TAGLIO IMPALCATO DI PROGETTO	70
FIGURA 3-6. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB. 5.1.IV DELLE NTC2018)	72
FIGURA 3-7. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018)	72
FIGURA 3-8. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018)	73
FIGURA 3-9. MODELLAZIONE DELL'AZIONE DI URTO (FIG. 5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE)	74
FIGURA 3-10. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018).....	75
FIGURA 3-11. DEFORMATA PER MODO 1 (T=0.383s)	75
FIGURA 3-11. DEFORMATA PER MODO 2 (T=0.357s)	75

FIGURA 4-1. MODELLO FEM ESTRUSO	78
FIGURA 4-2. INVILUPPO MX [TM].....	81
FIGURA 4-3. INVILUPPO TY [T].....	81
FIGURA 4-4. INVILUPPO MX [TM].....	82
FIGURA 4-5. INVILUPPO TY [T].....	82
FIGURA 4-6. INVILUPPO MX [TM].....	83
FIGURA 4-7. INVILUPPO TY [T].....	83
FIGURA 4-8. N [T].....	83
FIGURA 4-9. MODELLO FEM.....	91
FIGURA 4-10. INVILUPPO MX [TM].....	92
FIGURA 4-11. INVILUPPO TY [T].....	92
FIGURA 5-1. DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA	102
FIGURA 5-2. SISTEMA DI RIFERIMENTO	103
FIGURA 5-3. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA IMPALCATO.....	105
FIGURA 5-4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA.....	106
FIGURA 5-5. ELENCO DEI CARICHI.....	107
FIGURA 5-6. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO.....	107
FIGURA 5-7. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	108
FIGURA 5-8. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	108
FIGURA 5-9. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA IMPALCATO (PUNTO G)	112
FIGURA 5-10. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G)	113
FIGURA 5-11. ELENCO DEI CARICHI.....	114
FIGURA 5-12. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE	114
FIGURA 5-13. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	115
FIGURA 5-14. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	115
FIGURA 5-15. RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONI PALI	116
FIGURA 5-16. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	123
FIGURA 5-17 ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	126
FIGURE 5.1 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE SPALLA.	128
FIGURE 5.2 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE CONTRAFFORTI.	128
FIGURE 5.3 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE ORIZZONTALE CON ARMATURE SPALLA.	129
FIGURE 5.4 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 6 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+490” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE PARAGHIAIA.....	129
FIGURA 5-19. DETTAGLIO SEZIONE DI ATTACCO TIRANTI.....	155
FIGURA 6-1. POSIZIONE PLANIMETRICA DEL MURO ANDATORE LATO BOLOGNA – ALLARGAMENTO NORD.....	160
FIGURA 6-2. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE LATO BOLOGNA	160
FIGURA 6-4. DIMENSIONI GEOMETRICHE MURO ANDATORE.....	161
FIGURA 6-5. SISTEMA DI RIFERIMENTO	161
FIGURA 6-6. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA.....	163
FIGURA 6-7. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO.....	164
FIGURA 6-8. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	164
FIGURA 6-9. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	164
FIGURA 6-10. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G)	169
FIGURA 6-11. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE	170
FIGURA 6-12. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	170
FIGURA 6-13. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	170
FIGURA 6-14. RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONI ASSIALI PALI.....	171
FIGURA 7-1. POSIZIONE PLANIMETRICA DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI – ALLARGAMENTO NORD	180
FIGURA 7-3. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE LATO RIMINI	180

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le analisi svolte e i risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici per l'ampliamento del Sottovia Interconnessione 6 dell'autostrada A14, Bologna – Taranto, nell'ambito dei lavori di ampliamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 93T e ubicata alla progressiva 14+490.

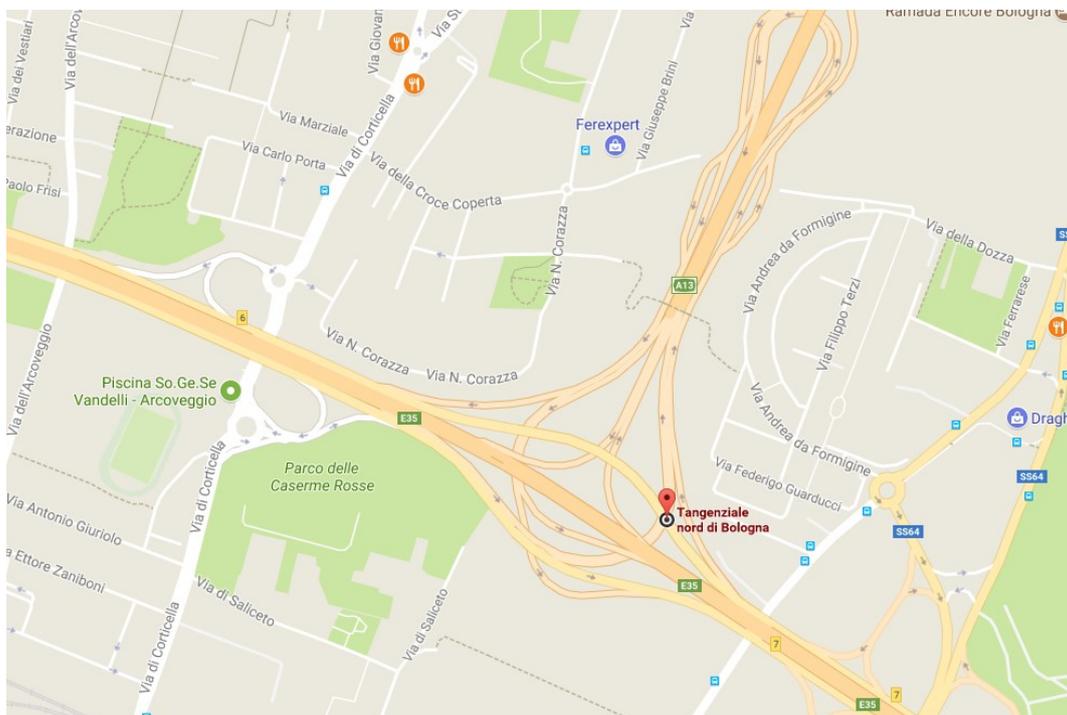


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

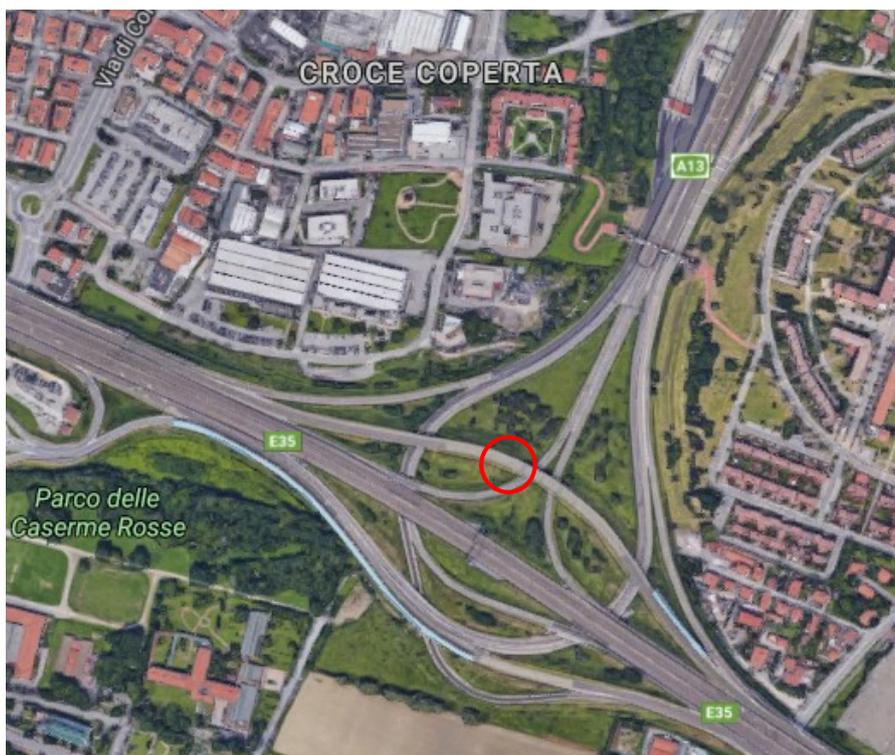


Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)



Figura 1-3. Localizzazione geografica dell'opera (3) – Vista ampliamento Nord

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del ponte è costituita da un impalcato a travi in c.a.p. a campata unica, avente luce di calcolo 19.70m (interasse appoggi).

L'impalcato esistente è realizzato con n°4 travi in c.a.p.. Le travi hanno sezione a T di altezza 100cm, sono semplicemente appoggiate sulle spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera, di spessore minimo pari a 20cm. L'impalcato originario presenta, nel complesso, una larghezza totale pari a circa 13.38m, con interasse tra le travi portanti pari a 3.00m.

Le spalle sono in cemento armato con altezza allo spiccatto della fondazione di 7.50m (a meno del paraghiaia) e plinto di fondazione di spessore 1.00m. Le fondazioni sono pali tipo Franki, Ø500mm e L=14.00m.

Il nuovo intervento di adeguamento prevede i seguenti interventi fondamentali:

- ampliamento della carreggiata Nord di 11.84m (lato Rimini) e di 12.92m (lato Bologna) 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 n.5 travi metalliche di profilo saldato a doppio T di altezza totale 900mm, ali (600x40)mm, anima (820x16)mm, solidarizzate alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson”. La soletta collaborante, spessore complessivo 25cm, verrà gettata su predalles aventi spessore 5 cm.

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

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

Le spalle in allargamento presentano fondazioni di tipo indiretto: pali Ø1000mm e L=32.00m.

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 1-4. Pianta fondazioni

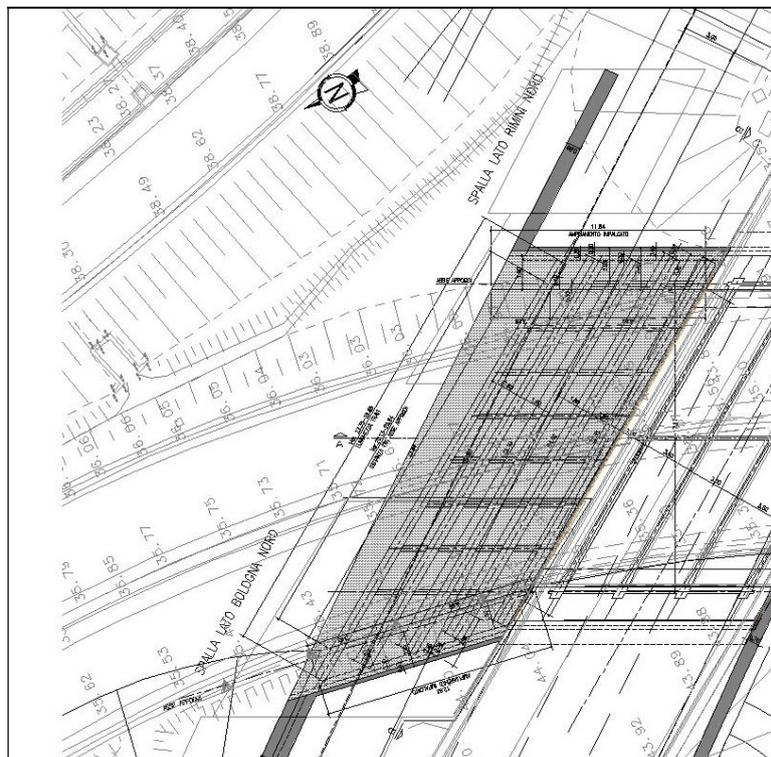


Figura 1-5. Pianta impalcato

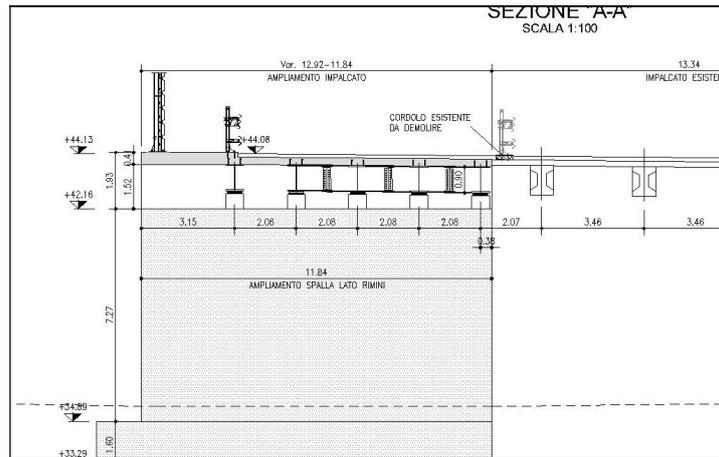


Figura 1-6. Sezione trasversale ampliamento

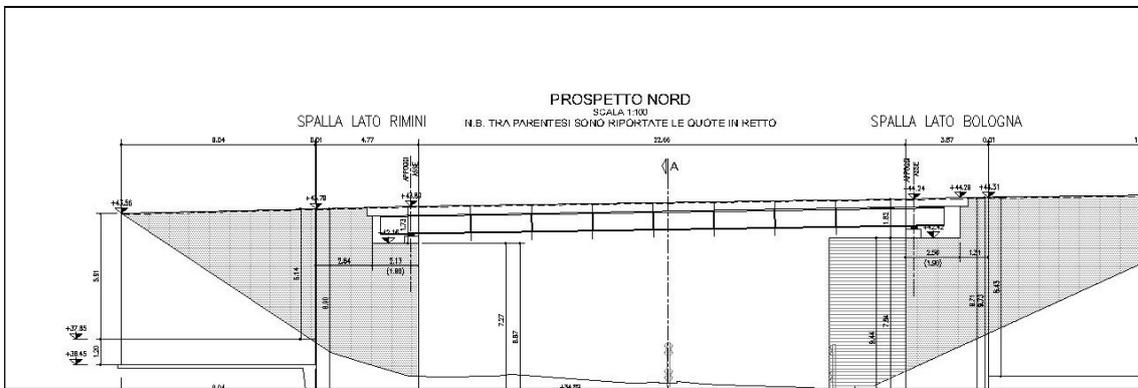


Figura 1-7. Prospetto Nord

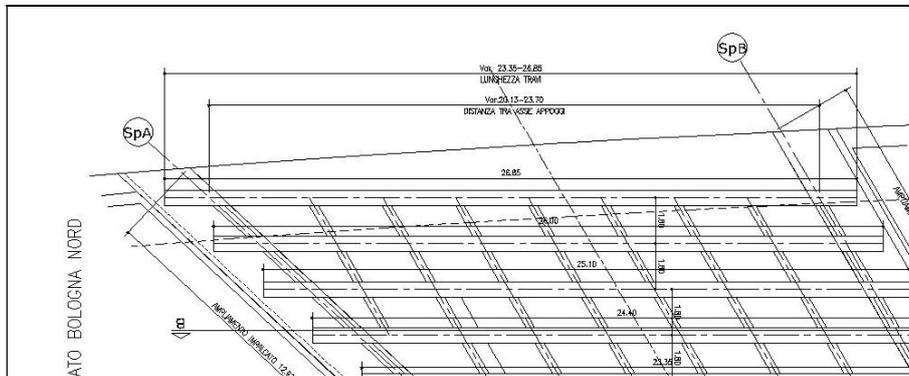


Figura 1-8. Pianta impalcato in ampliamento – Lato Nord

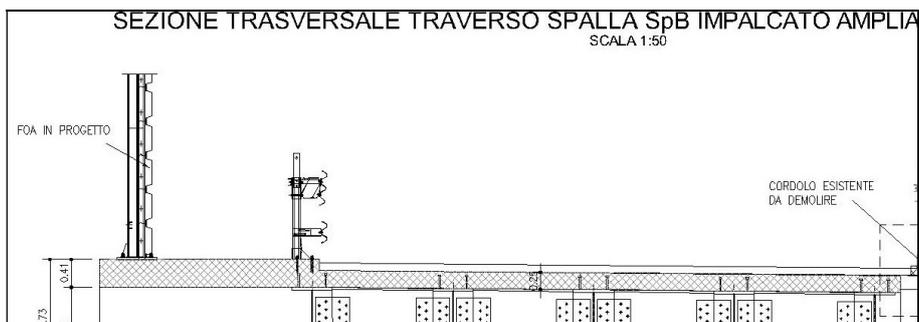


Figura 1-9. Sezione trasversale impalcato in ampliamento – Lato Nord

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 in cui possono applicarsi le classi
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 u
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con b Calcestruzzo costantemente immerso
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto cor Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con u oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protei
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al c classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad at
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque indus
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi conten 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 espo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di str gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo es
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di	Strade e impalcati da ponte esposti ag Superfici di calcestruzzo esposte diret

Figura 1-10. 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

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

Sottostrutture

Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento	R730
Dosaggio	300 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 $f_{yk} \geq 320.0\text{ MPa}$

1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2018

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- 7 prelievi di carote in cls (7 prove di compressione + carbonatazione);
- 7 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione ;
- 7 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 6 prove di durezza su barre d'armatura;
- 7 indagini paco metriche / sezioni resistenti;

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-31-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia pk 14+490-93T – Rampa interconnessione – 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.

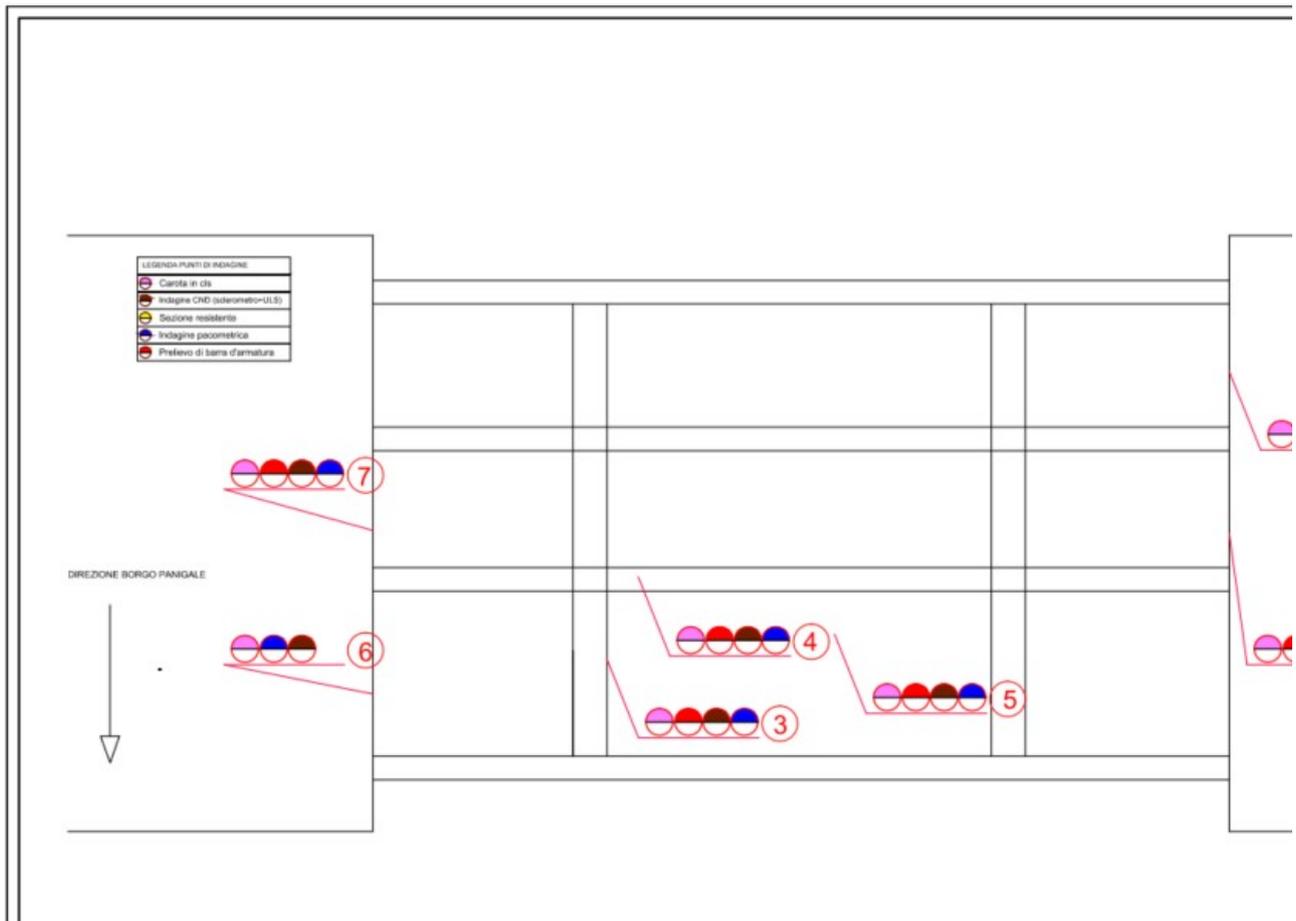


Figura 1-11 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

codice: ID1	elemento: SPALLA (pacometria)	NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2">Barre trasversali</th> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 14 mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>T.L.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>270 - 290 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>5 mm</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Barre verticali</th> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 12mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>T.L.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>120 - 140 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>15 mm</td> </tr> </table>	Barre trasversali		diametro:	Ø 14 mm	tipo:	T.L.	passo:	270 - 290 mm	ricoprimento:	5 mm	Barre verticali		diametro:	Ø 12mm	tipo:	T.L.	passo:	120 - 140 mm	ricoprimento:	15 mm
Barre trasversali																							
diametro:	Ø 14 mm																						
tipo:	T.L.																						
passo:	270 - 290 mm																						
ricoprimento:	5 mm																						
Barre verticali																							
diametro:	Ø 12mm																						
tipo:	T.L.																						
passo:	120 - 140 mm																						
ricoprimento:	15 mm																						
codice: ID2	elemento: SPALLA (pacometria)	NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2">Barre trasversali</th> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 14 mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>T.L.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>280 - 300 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>15 mm</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Barre verticali</th> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 12 mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>T.L.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>110 - 130 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>15 mm</td> </tr> </table>	Barre trasversali		diametro:	Ø 14 mm	tipo:	T.L.	passo:	280 - 300 mm	ricoprimento:	15 mm	Barre verticali		diametro:	Ø 12 mm	tipo:	T.L.	passo:	110 - 130 mm	ricoprimento:	15 mm
Barre trasversali																							
diametro:	Ø 14 mm																						
tipo:	T.L.																						
passo:	280 - 300 mm																						
ricoprimento:	15 mm																						
Barre verticali																							
diametro:	Ø 12 mm																						
tipo:	T.L.																						
passo:	110 - 130 mm																						
ricoprimento:	15 mm																						

quote in	scala	Rev. n. 00	Tavola n. A4-01-01	00
	ing. Alfredo Mangherini	Emesso		PACOMETRIE	
	ing. Stefano Franceschini	Approvato		PACOMETRIE	
				TITOLO	OGGETTO
				16609-17	INDAGINI SULLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+490 - 93T - RAMPA INTERCONNESSIONE
				SPEA Engineering spa	
				LABORATORIO PROVE MATERIALI	
				Sede legale e Laboratorio: via A. Zuccheri 69 - 41122 Ferrara Tel. 0532.86771 - Fax. 0532.86119 www.elletipi.it info@elletipi.it	

Documento di progetto elaborato e redatto in formato elettronico. Questo documento è riservato. È vietata espressamente la ristampa o l'uso non autorizzato.

Figura 1-12 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

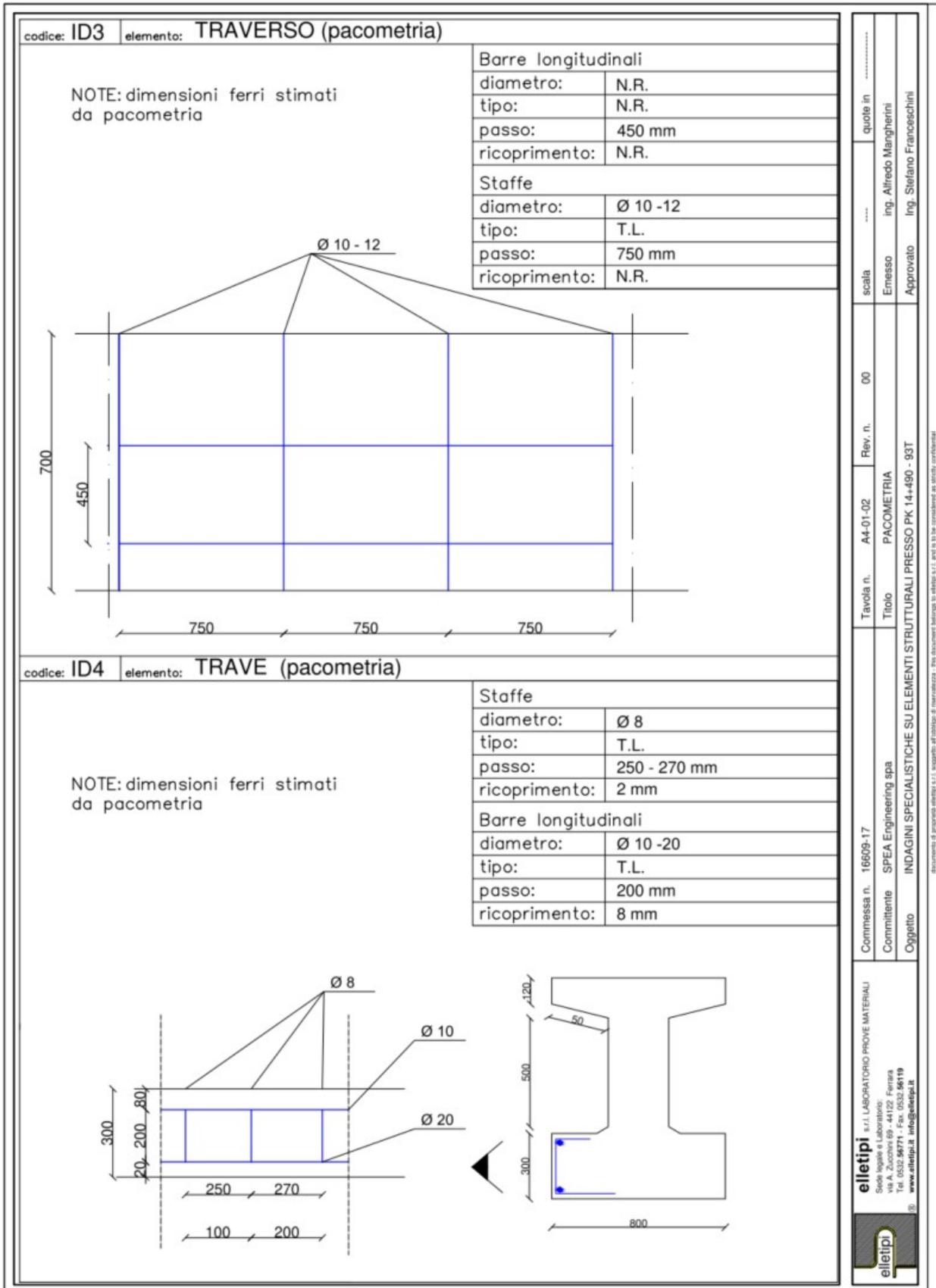


Figura 1-13 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

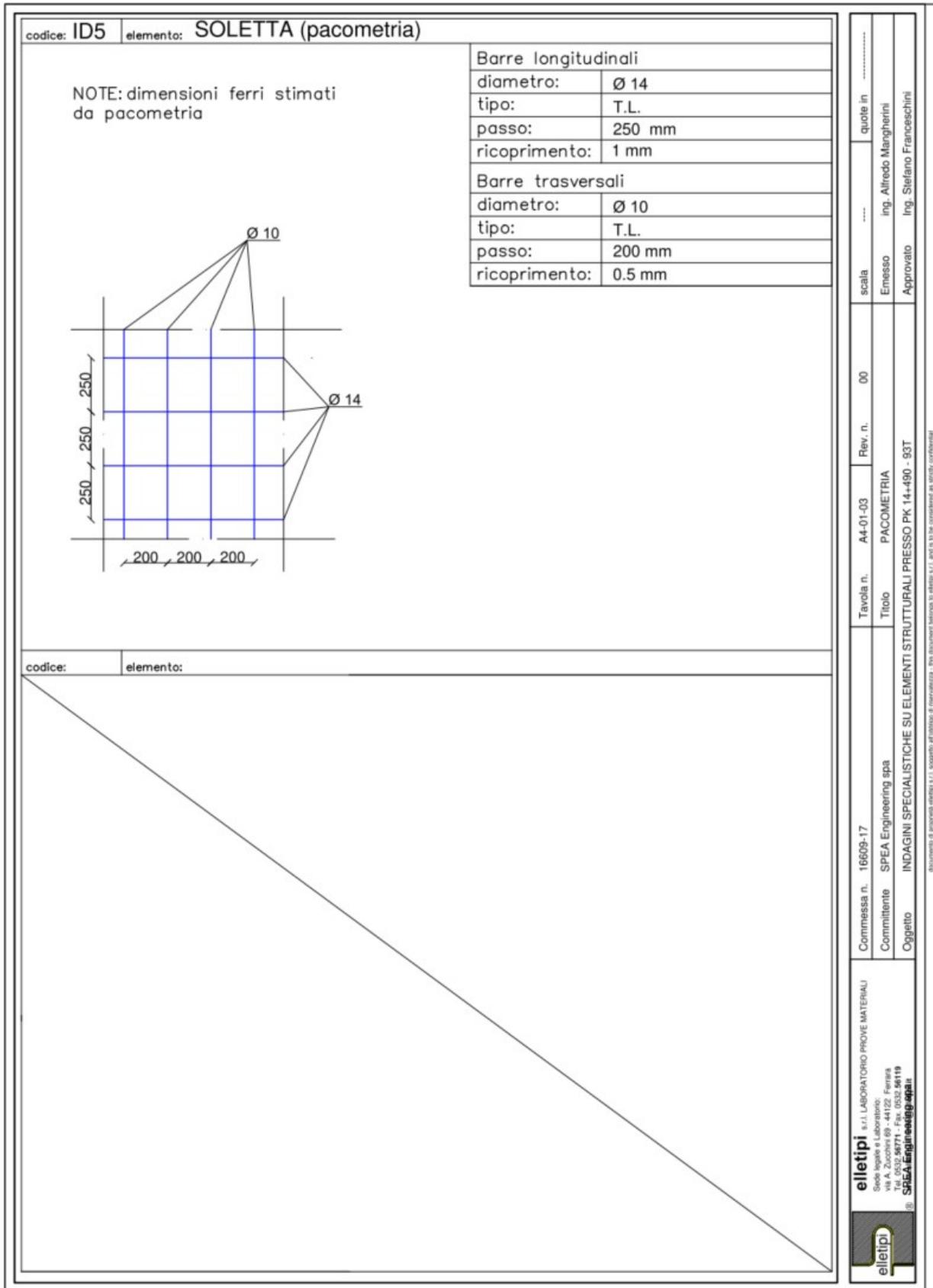


Figura 1-14 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

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; segreteria@pec.elle.sito:www.elletipi.it

la sonotech

Arrendo con Sistemi di Gestione certificati da Certipro Quality Ambiente Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 45001:2018

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 7616/STC
 Organismo Notificatore n° 1308 (DM 8261/49 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) convocata ai sensi della circ. 305/2011, DM 136/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk: 14+490- 93T
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 28/06/18
 PARTE D'OPERA: SPALLA
 CERTIFICATO n°: 52607/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 20/07/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in sito														
	[cm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	ls	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
ID1 - SPALLA	30	100.80	3274	INDIRETTA	44	48	44	48	48	46	44	48	48	50	46.8	53.2	14.8	44.7	52.8
ID2 - SPALLA	30	99.60	3313	INDIRETTA	44	46	44	48	46	44	46	44	48	50	46.4	52.8	15.3	44.1	53.2
ID6 - SPALLA	30	104.20	3167	INDIRETTA	38	42	42	42	38	38	38	38	42	40	39.8	46.1	13.5	33.9	48.4
ID7 - SPALLA	30	98.20	3360	INDIRETTA	46	46	44	48	48	46	44	46	48	50	46.6	53.0	16.0	44.4	53.6

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12584.2
 L'indice di resistenza sclerometrica dell'intero punto di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito.
 La direzione rappresentata l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 130-132

Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12584.4
 L'indice la lunghezza del percorso.
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L.
 V indica la velocità dell'impulso.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 126

Prove di compressione su caride in calcestruzzo - UNI EN 125941:2009
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad unido a rettifica.
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati: 1
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 381 - 521 - 424

Emesso:
 Ing. Alfredo Mangherini

Approvato:
 Il Responsabile di Laboratorio Controllo Strutturale
 p.l. Riccardo Mazza

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012) cert-52607-17-rev00-16609-17-PND-SPALLA Sistema qualità Elettipi Srl 1 di 1

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

la sonotech

Arrendo con Sistemi di Gestione certificati da Certipro Quality Ambiente Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 45001:2018

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 7616/STC
 Organismo Notificatore n° 1308 (DM 8261/49 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) convocata ai sensi della circ. 305/2011, DM 136/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk: 14+490 - 93T
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 28/06/18
 PARTE D'OPERA: TRAVI-TRAVERSO - SOLETTA
 CERTIFICATO n°: 52606/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 20/07/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in sito														
	[cm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	ls	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
ID3 - TRAVERSO	30	99.80	3307	INDIRETTA	48	48	44	44	46	46	46	44	48	48	46.2	43.6	15.2	43.8	41.2
ID4 - TRAVE	30	81.30	4059	INDIRETTA	56	56	56	58	58	56	58	58	60	57	57.3	54.5	33.2	62.7	54.8
ID5 - SOLETTA	30	82.80	3986	INDIRETTA	52	52	54	50	50	48	52	49	50	54	51.1	51.7	30.5	51.8	50.6

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12584.2
 L'indice di resistenza sclerometrica dell'intero punto di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito.
 La direzione rappresentata l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 130-132

Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12584.4
 L'indice la lunghezza del percorso.
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L.
 V indica la velocità dell'impulso.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 126

Prove di compressione su caride in calcestruzzo - UNI EN 125941:2009
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad unido a rettifica.
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati: 1
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 381 - 521 - 424

Emesso:
 Ing. Alfredo Mangherini

Approvato:
 Il Responsabile di Laboratorio Controllo Strutturale
 p.l. Riccardo Mazza

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012) cert-52606-17-rev00-16609-17-PND-TRAVI Sistema qualità Elettipi Srl 1 di 1

Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo



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; segreteria@pec.elletipi.it sito:www.elletipi.it



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiquality
 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 7817/STG
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STG
 Organismo Notificato n° 1208 IDM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive rinviata 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: 14+490 93T rampa interconnessione
COMMESSA:	16609/17

CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	28/06/2018

CERTIFICATO n°:	52603/18	Rev 0 del:	20/07/2018
DATA PROVE:	16/07/2018		

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	1	92	94	1.02	2416	353.2	53.1	53.6	20
SPALLA	2	92	94	1.02	2368	348.2	52.4	52.8	20
TRAVERSO	3	93	91	0.98	2378	299.1	44.0	43.6	9
TRAVE	4	94	95	1.01	2321	376.8	54.3	54.5	2
SOLETTA	5	93	88	0.95	2375	358.9	52.8	51.7	0
SPALLA	6	74	73	0.99	2405	199.5	46.4	46.1	0
SPALLA	7	94	96	1.02	2372	364.7	52.6	53.0	0

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 rettificazione
 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

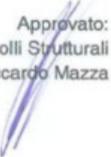
Emesso:

ing. Alfredo Mangherini



Approvato:

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



mod_STRU020 (rev 01 del 23/02/12)
cert-52603-18-rev00-16609-17-COMPICIL
Sistema Qualità Elletipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo

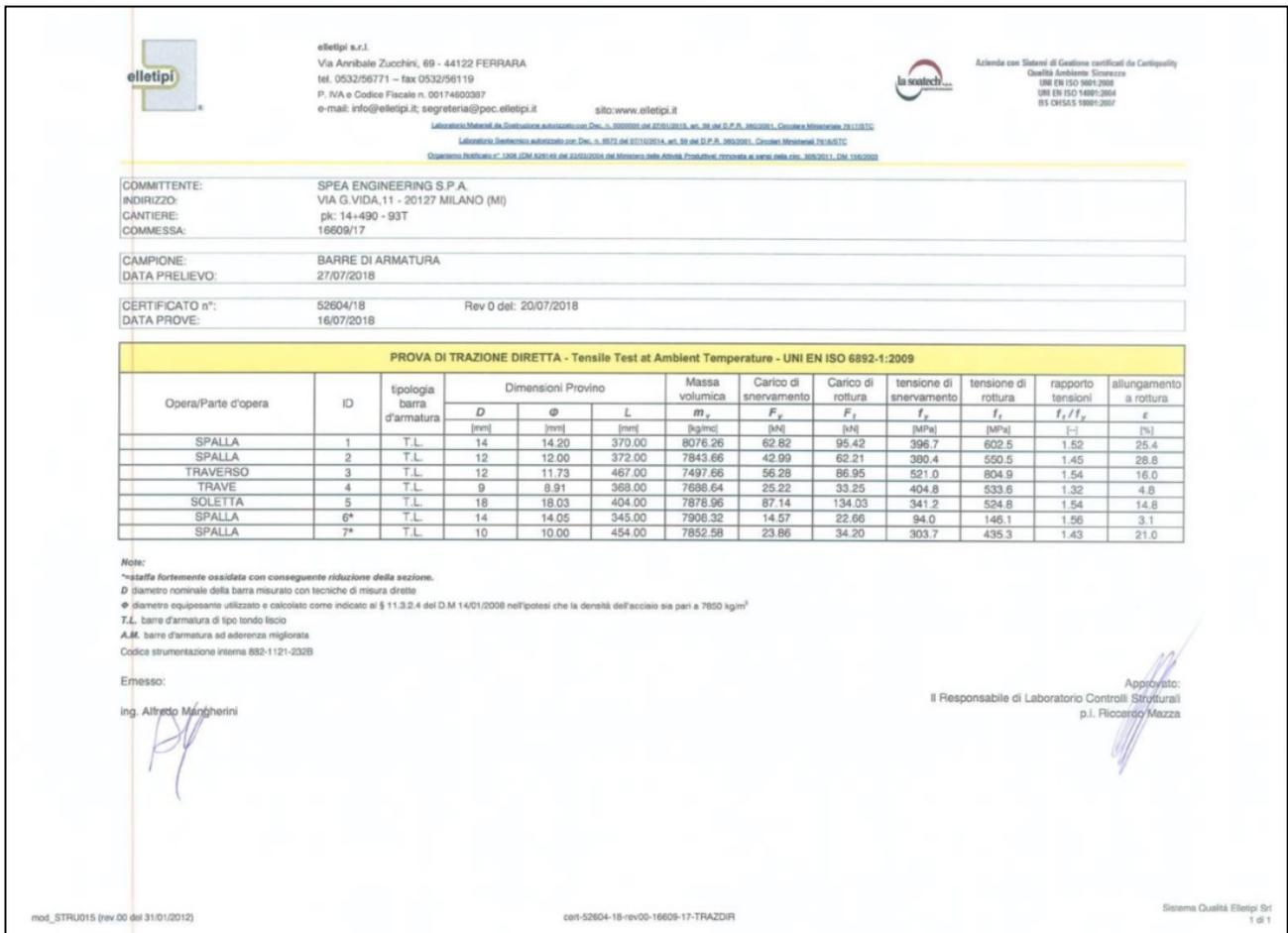


Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale

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; segreteria@pec.elletipi.it sito:www.elletipi.it

la soistech s.p.a.
 Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certipaq
 Qualità Ambiente Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 45001:2018

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: 14+490 - 93T
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 28/06/18
 PARTE D'OPER BARRE ARMATURA
 CERTIFICATO n 52605/18 revisione 00 emessa il : 20/07/2018

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO					
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					[MPa]
ID1	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	180.0	180.4	602
			181.9		
			179.2		
ID2	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	160.0	162.8	549
			163.2		
			165.2		
ID3	TRAVERSO	BARRA LONGITUDINALE	237.0	236.9	795
			236.5		
			237.2		
ID4	TRAVE	BARRA LONGITUDINALE	154.2	153.3	529
			156.3		
			149.5		
ID5	SOLETTA	BARRA LONGITUDINALE	154.1	154.3	524
			156.3		
			152.6		
ID7	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	190.2	191.6	643
			191.5		
			193.2		

NOTE: Codice strumentazione interna 11124
 NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A956/2002

Emesso:

 ing. Alfredo Mangherini

Approvato:

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

mod_STRU022 (rev 01 del 16/05/13)
cert-52605-17-rev00-16609-17-DUR
Sistema Qualità Eletipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 1-19 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive eseguite in sito su acciaio strutturale (durometro)

Campagna di indagine 2020

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- N°9 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°9 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°6 prelievo barre di armatura;
- N°6 indagini pacometriche;

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

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento “Opera 17: Sottovia rampa di interconnessione 93T – Autostrada A13 (BO) – km 014+490 – Rev.0 – 28/08/2020” redatto dalla citata società “MTS Engineering srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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

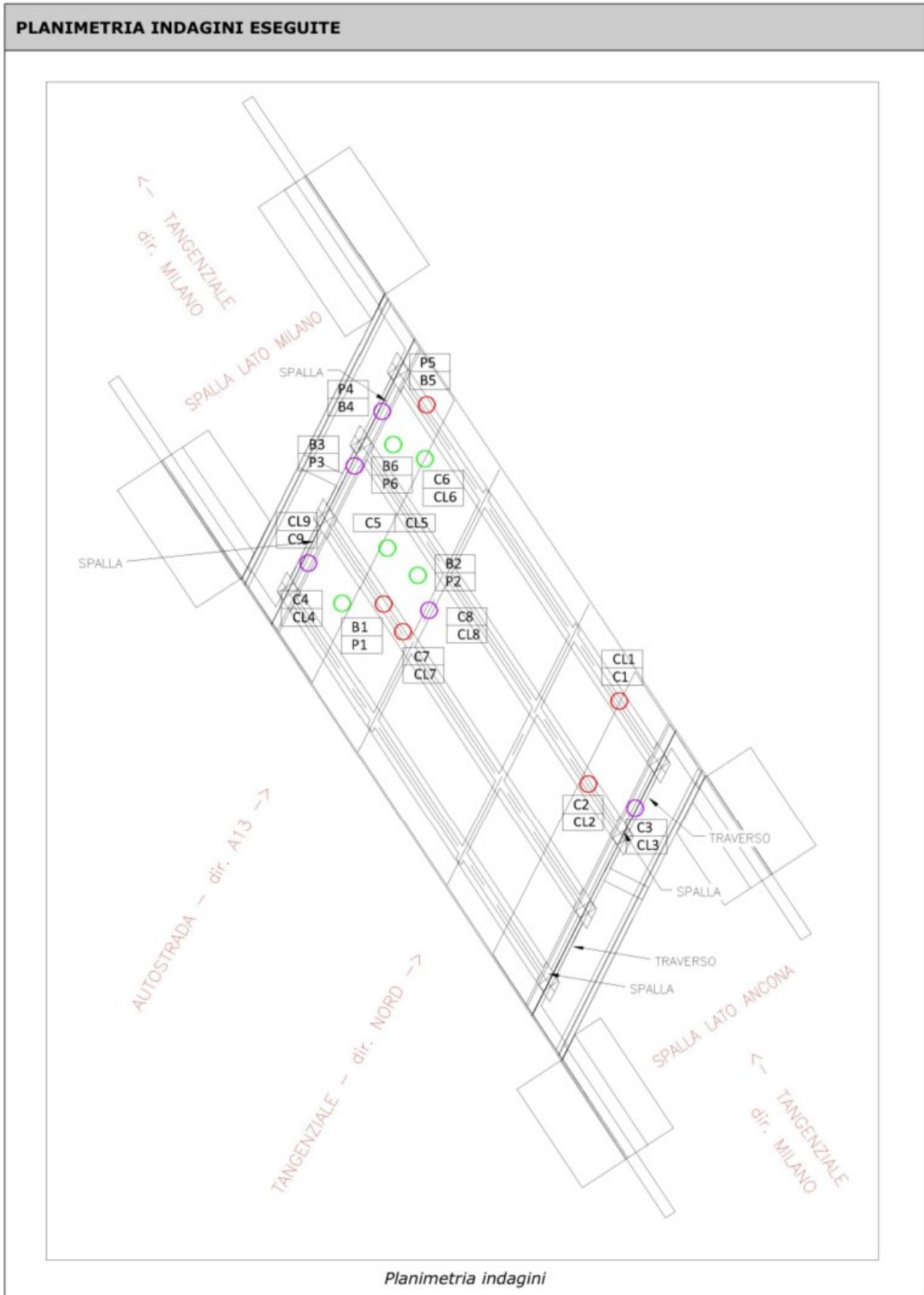


Figura 1-20 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

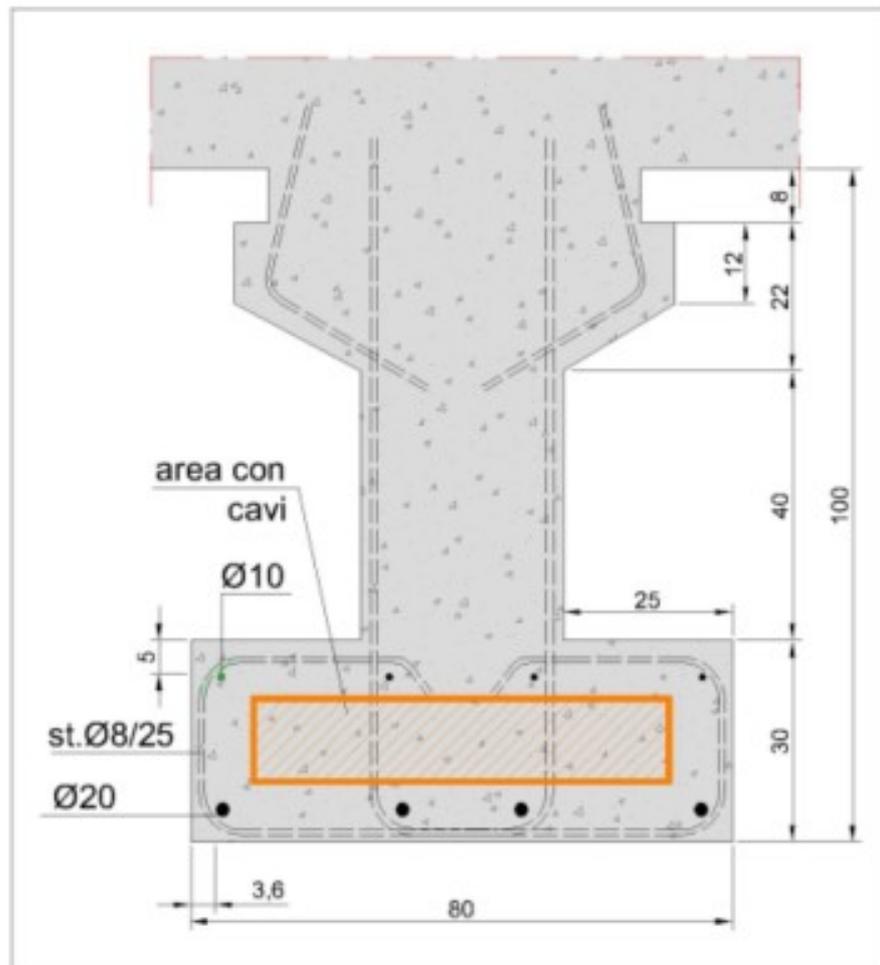
SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota Kg/m ³	carico di rottura N	carico unitario fc N/mm ²
		Ø	h	superficie	volume	peso			
		mm	mm	mm ²	cm ³	g			
C1	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	739	2.321,98	237.060	55,12
C2	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	759	2.384,83	202.510	47,09
C3	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	759	2.384,83	244.790	56,92
C4	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	740	2.325,13	186.750	43,42
C5	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	757	2.378,54	222.700	51,78
C6	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	778	2.444,53	225.080	52,33

Figura 1-21 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento N	carico unitario snervam. fy N/mm ²	carico di rottura N
		Ønom	lungh.	peso	area	Øeq.*			
		mm	mm	g	mm ²	mm			
B1	NON DICHIARATA	8	360	175	61,92	8,88	27.890	450,4	36.340
B2	NON DICHIARATA	18	395	806	259,94	18,19	101.660	391,1	139.270
B3*	NON DICHIARATA	10	422	246	74,26	9,72	40.610	546,9	50.990
B4	NON DICHIARATA	10	351	227	82,39	10,24	39.890	484,2	52.320
B5	NON DICHIARATA	8	379	182	61,17	8,83	26.440	432,2	32.640

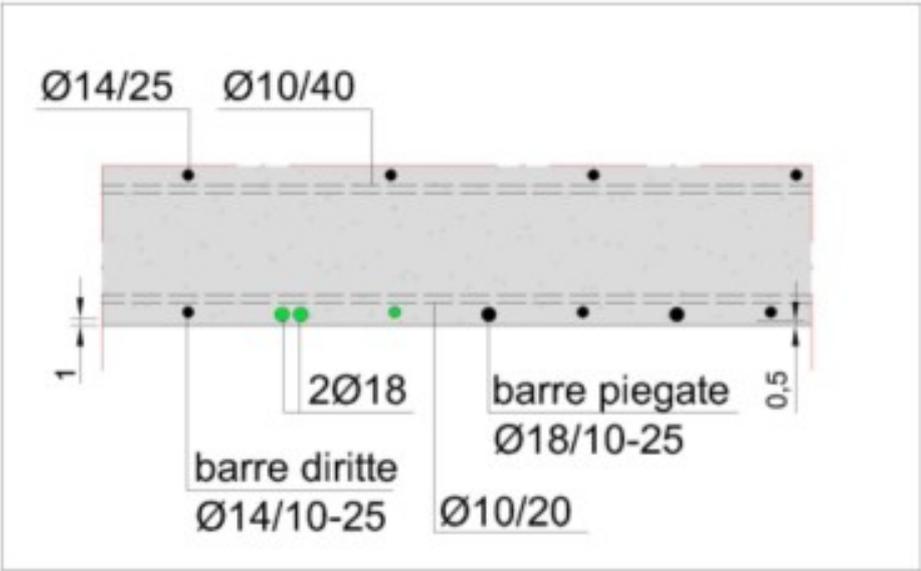
Figura 1-22 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

DESCRIZIONE DELLA PROVA	
TRAVE IN C.A.	CARREGGIATA :
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite ind state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i di	



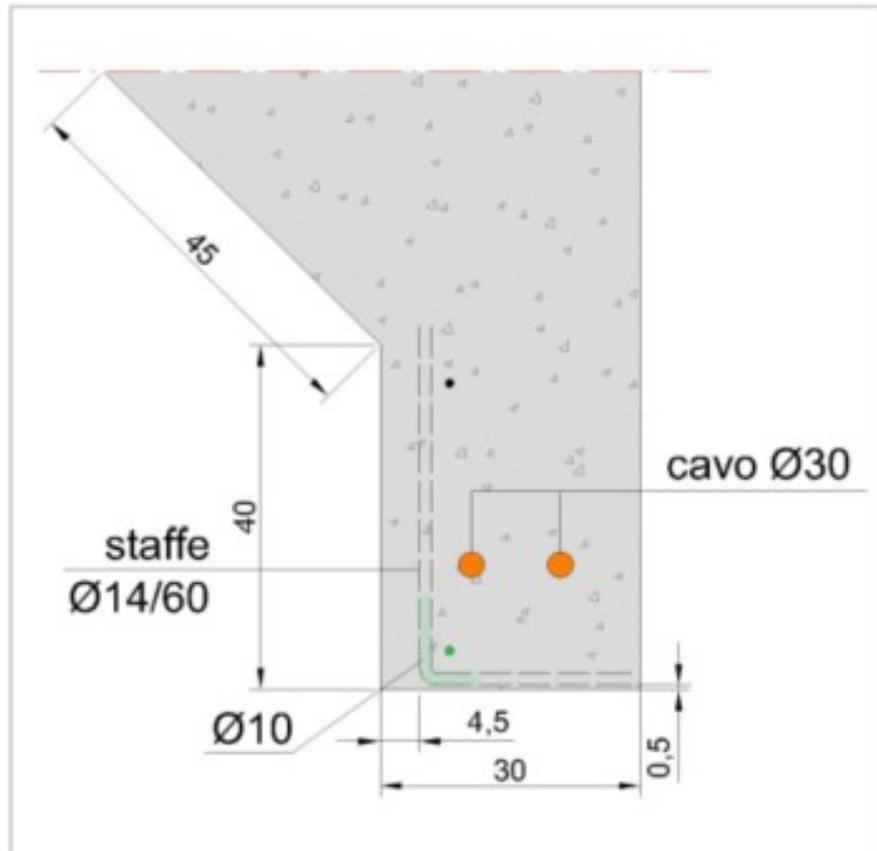
Sezione area di indagine



DESCRIZIONE DELLA PROVA	
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA S
<p>NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci con presenza di ruggine localizzata. Tramite sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P
TRAVERSO	CARREGGIATA S

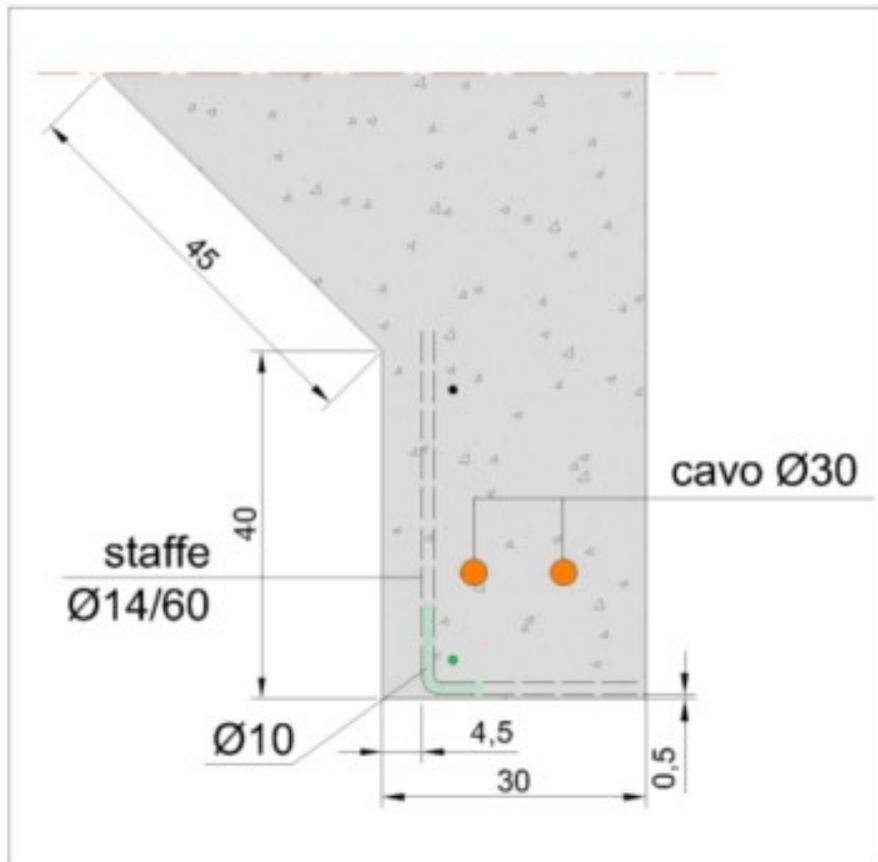
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite inda state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i dia



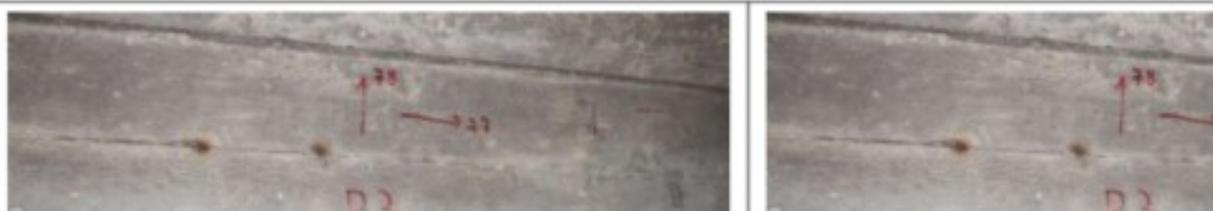
Sezione area di indagine



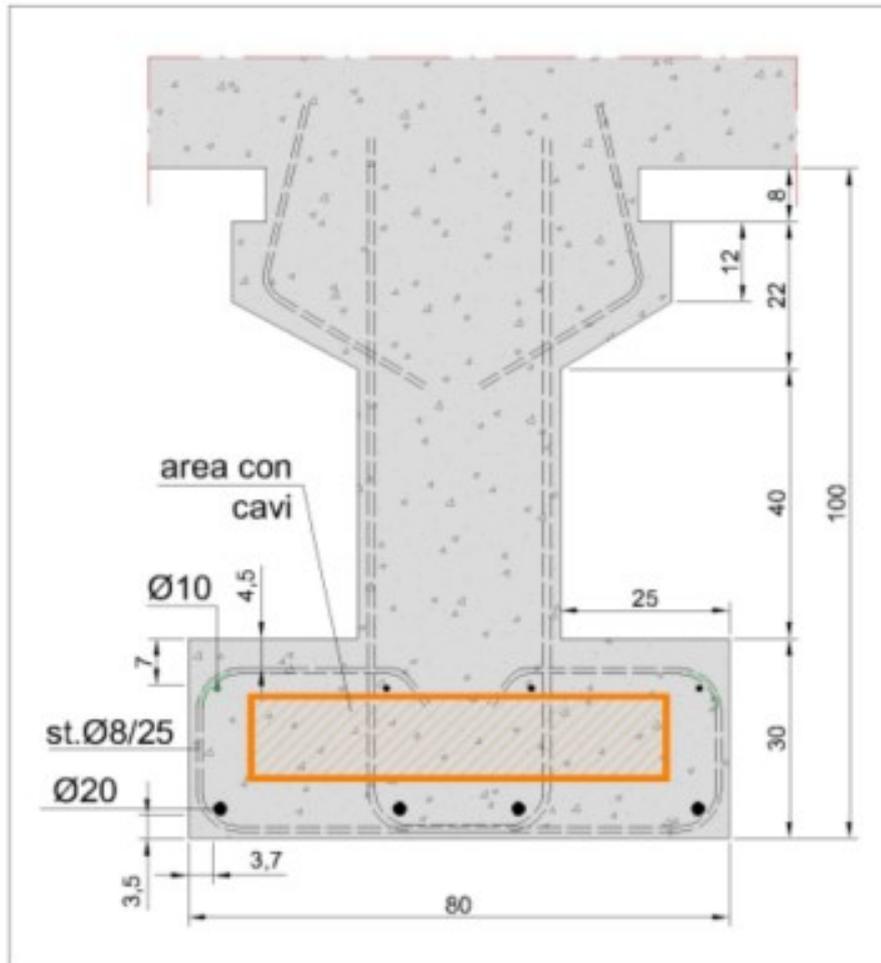
DESCRIZIONE DELLA PROVA	
TRAVERSO	CARREGGIATA S
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci con presenza di ruggine e corrosione. Tramite sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stima	



Sezione area di indagine



DESCRIZIONE DELLA PROVA	
TRAVE IN C.A.	CARREGGIATA S
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite inda state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i dia	

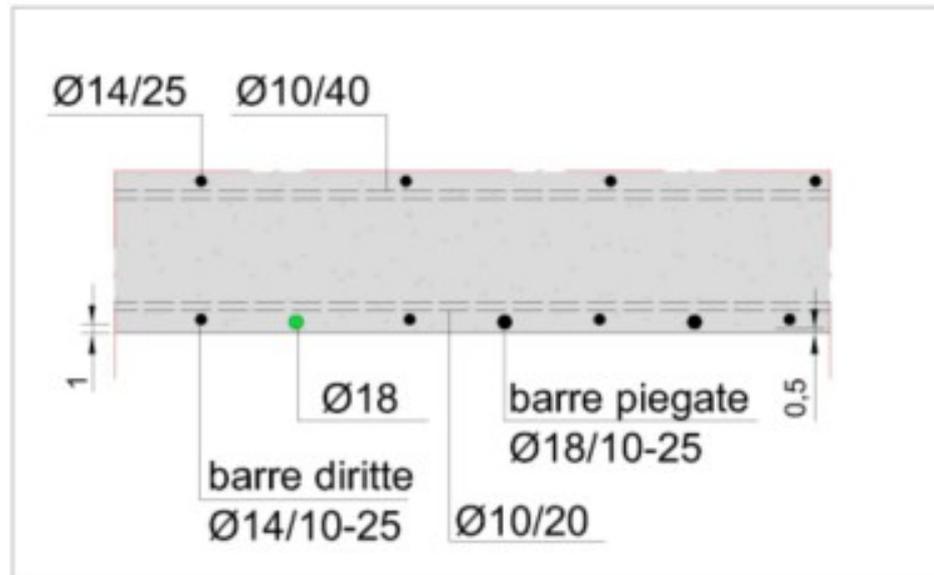


Sezione area di indagine



DESCRIZIONE DELLA PROVA	
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA S

NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci con presenza di ruggine diffusa. Tramite indagini state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i dia



Sezione area di indagine

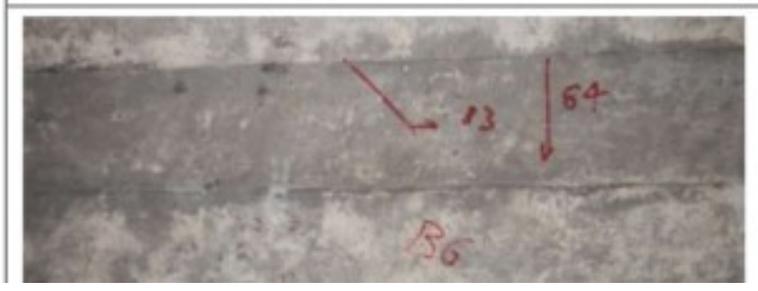


Figura 1-23 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Rilievi geometrici e pacometrici

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 edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Me
LC1		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	A stat
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	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	
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ in	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con	

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:

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

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:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{2}}$$

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

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.6\bar{\sigma}}$$

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:	93T		
Opere:	anni '60		
Elemento:	soletta		
Materiale:	calcestruzzo		
-	FC	1.00	
	γ_c	1.50	
Campagna di indagini 2020			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
C4	43.42		
C5	51.78		
C6	52.33		
Campagna di indagini 2017			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
5	51.7		
R _c [MPa]	49.81	valore medio	
R _{c(d)} [MPa]	33.21	= R _c / γ_M / FC	
f _{c(d)} [MPa]	27.56	= R _c x 0,83	
n° prove	4		
μ^*	3.91		
σ^*	0.09		
$\mu_{0,16}$	3.86		
$\chi_{0,05}$	40.99	valore caratteristico	
R _{c(d)} [MPa]	40.99	= R _c / FC	
f _{c(d)} [MPa]	34.02	= R _c x 0,83	
f_d [MPa]	27.56		

Sottovia:	93T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1.00
	γ_c	1.15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B2		391.10
B6		370.50
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 5		341.2
f_y [MPa]	367.60	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	319.65	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	5.91	
σ^*	0.07	
$\mu_{0,16}$	5.87	
$x_{0,05}$	315.14	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	315.14	= f_y / FC
f_d [MPa]	315.14	

Sottovia:	93T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	traverso	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1.00
	γ_c	1.50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C3	56.92	
C8	36.83	
C9	53.81	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
3	43.6	
R _c [MPa]	47.79	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	31.86	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	26.44	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3.85	
σ^*	0.20	
$\mu_{0,16}$	3.75	
$\chi_{0,05}$	30.69	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	30.69	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	25.47	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	25.47	

Sottovia:	93T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trasverso	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1.00
	γ_c	1.15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B3		546.90
B4		484.20
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 3		521
f_y [MPa]	517.37	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	449.88	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6.25	
σ^*	0.06	
$\mu_{0,16}$	6.21	
$\chi_{0,05}$	451.05	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	451.05	= f_y / FC
f_d [MPa]	449.88	

Sottovia:	93T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trave	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1.00
	γ_c	1.50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C1	55.12	
C2	47.09	
C7	57.65	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
4	54.50	
R _c [MPa]	53.59	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	35.73	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	29.65	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3.98	
σ^*	0.09	
$\mu_{0,16}$	3.93	
$\chi_{0,05}$	44.29	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	44.29	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	36.76	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	29.65	

Sottovia:	93T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trave	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1.00
	γ_c	1.15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B1		450.40
B5		432.20
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 4		533.60
f_y [MPa]	472.07	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	410.49	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6.15	
σ^*	0.11	
$\mu_{0,16}$	6.09	
$\chi_{0,05}$	366.95	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	366.95	= f_y / FC
f_d [MPa]	366.95	

Sottovia:	93T	
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	53.60	
ID 2	52.80	
ID 6	46.10	
ID 7	53.00	
R _c [MPa]	51.38	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	34.25	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	28.43	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3.94	
σ^*	0.07	
$\mu_{0,16}$	3.90	
$x_{0,05}$	44.03	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	44.03	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	36.54	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	28.43	

Sottovia:	93T	
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		396.70
ID 2		380.40
ID 6	ARMATURA FORTEMENTE OSSIDATA	-
ID 7	ARMATURA FORTEMENTE OSSIDATA	-
f_y [MPa]	388.55	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	337.87	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	2	
μ^*	5.96	
σ^*	0.03	
$\mu_{0,16}$	5.94	
$x_{0,05}$	362.33	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	362.33	= f_y / FC
f_d [MPa]	337.87	

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)
S57	1984	14+570	36.00	45.00
CPT106	2000	14+505	34.00	40.00

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

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

Figura 1-25. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Zw (m da p.c.)
35.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	?

Figura 1-26. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

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

Figura 1-27. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

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

Figura 1-28. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec
Limo argilloso	19	0	26	5+0.6(z-15.0)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03±0.04	3E-05
γ_t	=peso di volume del terreno				CR	=angolo di resistenza al taglio		
c'	=coesione efficace				RR	=modulo di elasticità		
ϕ	=angolo di resistenza al taglio				C_v	=coeff. di consolidazione		

Figura 1-29. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A")

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 90T, 90bT, 91, 92T e 93T sono limitrofe e ubicate presso l'interconnessione A13/A14. Ai fini della definizione dei coefficienti ξ_3 e ξ_4 per il calcolo della capacità portante di progetto dei pali/micropali della specifica opera, si sono considerate anche le prove geotecniche delle opere sopra citate.

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: 44.525972

Longitudine: 11.359006

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente C_u : 2

Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

T_R : 60 anni

a_g : 0.070 g

F_0 : 2.485

T_C^* : 0.275 s

S_S : 1.80

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.80$

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

T_R : 101 anni

a_g : 0.087 g

F_0 : 2.476

T_C^* : 0.285 s

S_S : 1.80

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.80$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

T_R : 949 anni

a_g : 0.212 g

F_0 : 2.439

T_C^* : 0.309 s

S_S: 1.62
 S_T: 1.00
 S = S_S x S_T = 1.62

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 T_R: 1950 anni
 a_g: 0.271 g
 F₀: 2.432
 T_C*: 0.311 s
 S_S: 1.41
 S_T: 1.00
 S = S_S x S_T = 1.41

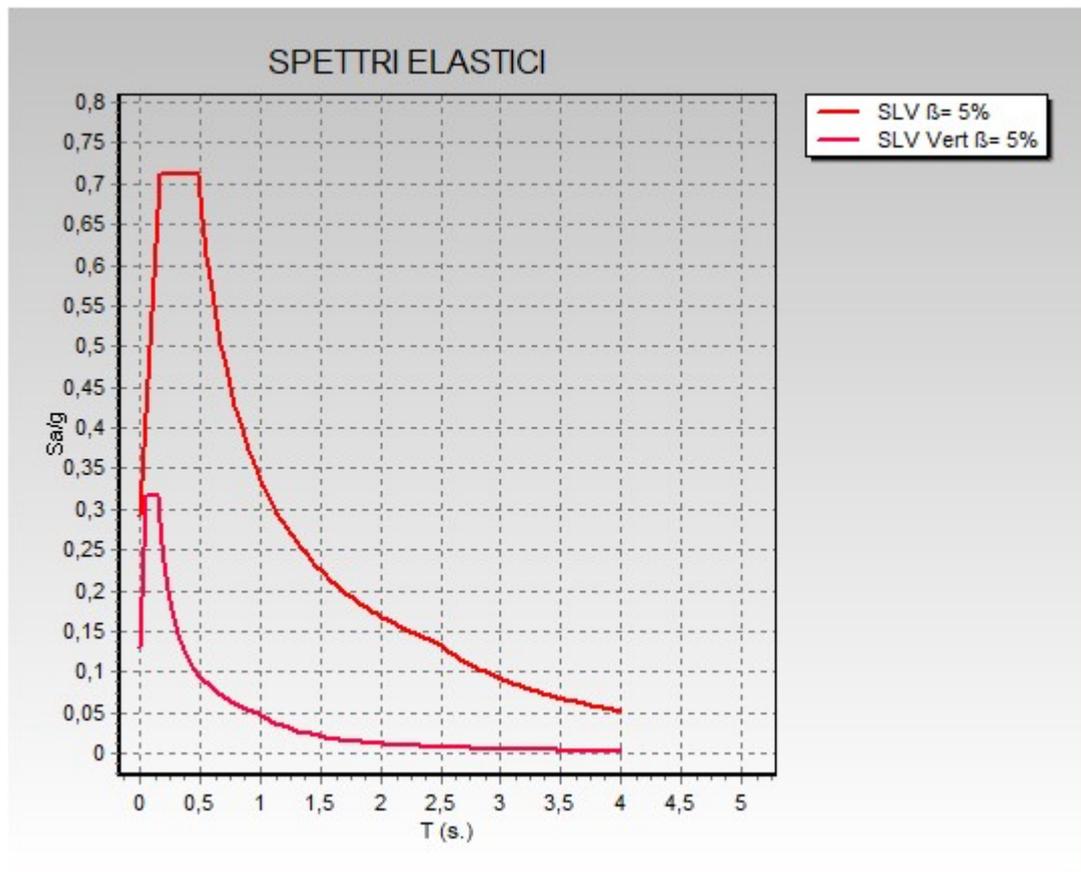


Figura 1-30. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

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:

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

2 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.

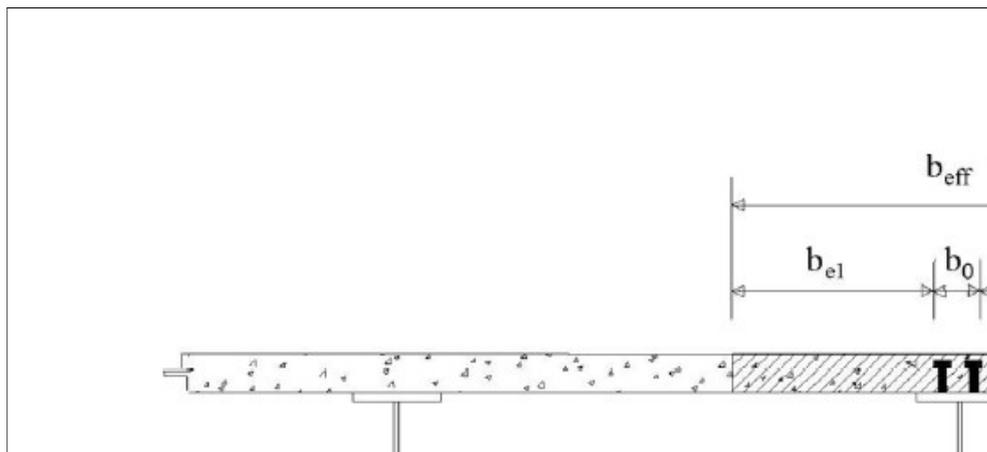


Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

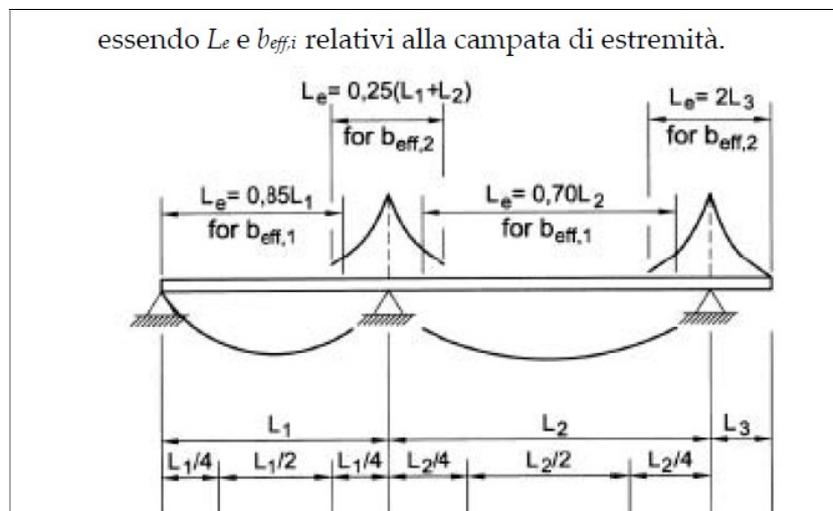


Figura 2-2. Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

Per la trave intermedia la larghezza efficace vale:

b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	21880	Lunghezza della trave
b_1	mm	900	Seminterasse destro
b_2	mm	900	Seminterasse sinistro
b_{e1}	mm	700	
b_{e2}	mm	700	
b_{eff}	mm	1800	Larghezza efficace

Per la trave di bordo la larghezza efficace vale:

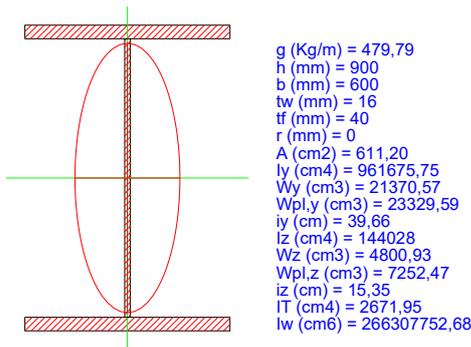
b_0	mm	400	Interasse tra i connettori
L_e	mm	23640	Lunghezza della trave
b_1	mm	900	Seminterasse sinistro
			Seminterasse medio destro
b_2	mm	1670	(sbalzo si utilizza l'intera misura)
b_{e1}	mm	700	
b_{e2}	mm	1470	
β_1	mm	1.39	
β_2	mm	0.95	
b_{eff}	mm	2570	Larghezza efficace

2.1.6 Sezioni di verifica

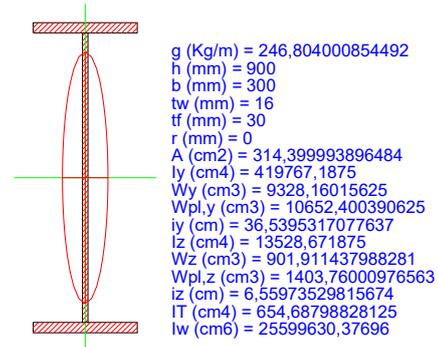
2.1.6.1 Proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche

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

Trave principale saldata simmetrica



Trave trasversale saldata simmetrica



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

2.1.6.2 Preclassificazione delle sezioni

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

Trave principale saldata simmetrica

600x900		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm ²)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{292}{40 \times 0,81} = 8,97$		FLESSIONE Mz		
	0 < $\frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSI		
A N I	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{820,0}{16 \times 0,81} = 62,99$		FLESSIONE Mz		
	0 < $\frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSI		

Trave trasversale saldata simmetrica

300x900		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm ²)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{30 \times 0,81} = 5,82$		FLESSIONE Mz		
	0 < $\frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSI		
A N I	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{840,0}{16 \times 0,81} = 64,53$		FLESSIONE Mz		
	0 < $\frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSI		

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:

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

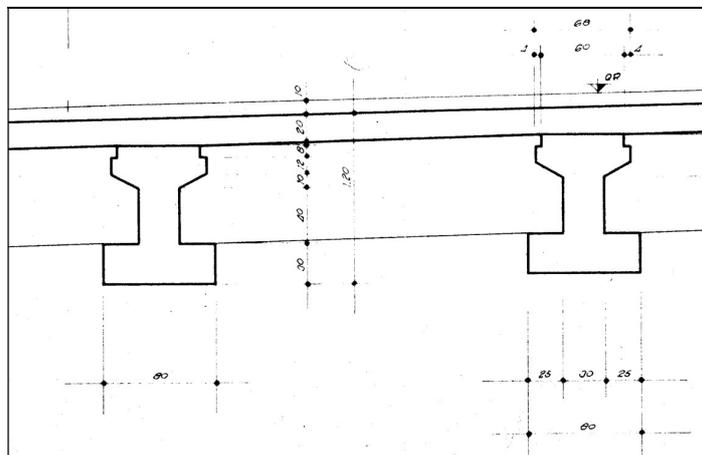
2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

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

i	mm	1500	interasse travi
b0	mm	400	
Le	mm	19800	lunghezza campata
Le/8	mm	2475	
b1	mm	1500	semi interasse
b2	mm	1500	semi interasse
be1	mm	1300	
be2	mm	1300	
$\beta 1$		0.93077	
$\beta 2$		0.93077	
beff	mm	3000	

2.2.5 Sezioni di verifica

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



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

2.2.5.1 Procedura di verifica

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

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

2.3 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE

2.3.1 Descrizione generale

Le spalle appartenenti alla porzione di impalcato in ampliamento sono considerate come corpi separati e verificate di conseguenza. L'analisi è condotta con l'ausilio di modelli di calcolo ad elementi finiti ovvero fogli elettronici che tengano conto delle azioni derivanti dall'impalcato e agenti direttamente sul paramento e sulla fondazione. L'analisi è di tipo “bidimensionale”: non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato.

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

Le analisi determinano le massime sollecitazioni per la verifica del paramento o della pila. Determinano, altresì, le sollecitazioni risultanti nel baricentro dei plinti di fondazione con le quali condurre le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi fondazionali (i risultati sono riassunti in un elaborato specifico).

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

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

Qualora le spalle di uno stesso ampliamento o dei due ampliamenti, se presenti, posseggano caratteristiche geometriche (estensione, altezza e spessore del paramento; estensione, larghezza e spessore della fondazione) e strutturali (tipologia strutturale del paramento e degli elementi fondazionali) simili, l'analisi verrà condotta su un'unica spalla, quella con le sopra citate “condizioni al contorno” più sfavorevoli. In favore di sicurezza, tale spalla verrà considerata come “fissa”, ovvero atta a portare le sollecitazioni orizzontali derivanti dall'impalcato. La scelta di procedere con l'analisi di un'unica spalla è giustificata da tabelle di confronto e convalidata, se fosse necessario, da calcoli semplificati riportati in allegato. Lo stesso criterio verrà adottato per le pile appartenenti a due differenti allargamenti della stessa opera.

L'impalcato possiede lo schema statico di una trave a singola campata in semplice appoggio, anche nel caso di impalcato su due o più campate. Le analisi strutturali delle spalle sono condotte separatamente dall'analisi della sovrastruttura, determinando le azioni dell'impalcato mediante schemi semplificati. All'interno del documento si riporta un confronto tra le reazioni vincolari prodotte dai suddetti schemi semplificati ed estrapolate dai modelli di calcolo.

2.3.2 Sezioni di verifica

Si considerano le seguenti sezioni di verifica:

- sezione di spiccato del paramento, coincidente convenzionalmente con l'estradosso della fondazione;
- sezione di spiccato del paraghiaia;

- sezioni di incastro del muro d'ala;
- sezioni di incastro delle mensole di fondazione.

2.3.3 Analisi delle condizioni statiche

L'analisi in condizioni statiche delle spalle e delle pile è condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e nel cap.3 delle NTC2018.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nei capp.2 e 5 delle NTC2018, in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

In particolare, sono prese in esame le seguenti combinazioni:

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

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

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

2.3.4 Analisi delle condizioni sismiche

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

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

La definizione dello spettro è dettata dalla scelta di alcuni parametri che descrivono la tipologia dell'opera in esame (vita nominale V_N legata al tipo di costruzione e classe d'uso C_U) e di altri che individuano la probabilità di superamento P_{VR} di un determinato livello di intensità sismica in un assegnato periodo di tempo V_R , vita di riferimento. L'intensità sismica viene specificata in termini di periodo medio di ritorno T_R , definito a sua volta in funzione di P_{VR} e V_R .

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

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

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

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

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

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

L'analisi strutturale della spalla in condizioni sismiche è eseguita mediante un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.3.5 Metodologia di verifica

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

In particolare, vengono effettuate le seguenti verifiche:

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

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

2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

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

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

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

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

Per quanto riguarda le sottostrutture, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi ed a quanto effettuato per le strutture di nuova realizzazione.

- Spalle. L'analisi è di tipo “bidimensionale” e riguarda ciascuna delle sezioni trasversali “tipiche” della spalla: struttura originaria e struttura del primo ampliamento (qualora presente). Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (paramento e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.
- Pile. Qualora in presenza di un sottovia su più campate, le pile sono modellate unitamente all'impalcato. La modellazione comprende sia la parte esistente che di nuova realizzazione.

L'interazione terreno-struttura è modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione delle pile. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (pulvino, elevazione e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.

Le verifiche strutturali e geotecniche sulle opere fondazionali indirette e le verifiche geotecniche sulle opere fondazionali dirette sono contenute in uno specifico elaborato di calcolo.

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

2.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}$$

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

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

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

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.

I coefficienti γ_M e γ_R sono definiti nei capitoli successivi.

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

		Coefficiente
		γ_F
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}
	Sfavorevoli	
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}
	Sfavorevoli	
Azioni variabili O	Favorevoli	γ_{Q1}

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_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00

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

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2018.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per g

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale
Categoria B - Uffici
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione
Categoria I – Coperture praticabili
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)
Vento

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 combinazione	Coefficiente ψ_1 (valore di frequenza)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,5
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,4
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,4
	Schema 2	0,0	0,5
	2	0,0	0,5
	3	0,0	0,5
	4 (folla)	--	0,5
	5	0,0	0,5
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,5
	in esecuzione	0,8	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 trasversi.

Impalcato di nuova realizzazione

Trave di ampliamento	acciaio	kN/m	4.80
Traversi di ampliamento	acciaio	kN/m	2.46

Impalcato esistente

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	13.13
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	5.00

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

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

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

Impalcato di nuova realizzazione

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

Impalcato esistente

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.

Pavimentazione stradale		kN/mq	2.45
Barriera metallica lato nord	acciaio	kN/m	1.50

Cordolo sotto barriera lato sud	c.a.	kN/m	2.67
Cordolo Sicurvia	c.a.	kN/m	8.06

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 i -esima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{2364}{10000} = 0.236 \text{ cm}$$

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	34077,14	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	1800	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mm ²	450000	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
$\beta_{ds}(t-ts)$		0,97	
ϵ_{cd}	%	-0,17	deformazione per ritiro da essiccamento
$\epsilon_{ca,\infty}$	%	-0,0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
ϵ_{ca}	%	-0,0000625	deformazione per ritiro autogeno
ϵ_{cs}	%	-0,17	deformazione totale per ritiro
n		15,61	coefficiente di omogeneizzazione
e	mm	375	
Ned	kN	-1055	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
Med	kNm	-396	

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	450000	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
a		1	con a=1 t=t0, T
t0		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
b(t0)		0,49	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
b(fcm)		2,56	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
fRH		1,25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
f0		1,57	coefficiente nominale di viscosità
bH		1359,70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359,70	valore da considerare
bc(t-t0)		0,98	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
f(t-t0)		1,53	coefficiente di viscosità
E28		35781	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
E(t)		14124	Modulo elastico ridotto
n		15,6	coefficiente di omogeneizzazione

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
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}\text{C})$	ΔT_M
Type 1: Steel deck	18	
Type 2: Composite deck	15	
Type 3: Concrete deck:		

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	$^{\circ}\text{C}$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	$1/^{\circ}\text{C}$	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	1800	1800

altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	450000	450000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2759	-3312
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	365	365
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1007	-1209

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

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

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	ΔT_M
Type 1: Steel deck	18	
Type 2: Composite deck	15	
Type 3: Concrete deck:		

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

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

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

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

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	$^{\circ}C$	15	-8
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	-0,000096
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	3,27
larghezza efficace soletta	beff	mm	3000	3000
altezza soletta	hc	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	600000	600000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3678	-1962
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	301	301
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1108	-590

3.2.3.2 Azione del vento

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

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

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

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

- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- v_0 : 25,00 m/s
- a_0 : 750,00 m
- k_s : 0,45
- a_s : 54 m
- c_a : 1,0
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- c_r : 1,0
- v_r : 25,00 m/s
- q_r : 390,63 N/m²
- Zona: 2
- Classe di rugosità: D
- Distanza dalla costa: 80 km
- Categoria di esposizione: II
- k_r : 0,19
- z_0 : 0,05 m
- z_{min} : 4,00 m
- Altezza edificio sul p.c.: 15 m
- Coefficiente di topografia c_t : 1,00
- Coefficiente dinamico c_d : 1,00
- Coefficiente di esposizione c_e : 2,47
- Coefficiente di forma c_p : 1,40

Il coefficiente di forma è stato calcolato come previsto al paragrafo C3.3.8.6.1 della Circolare 2019 considerando la trave ad anima piena e quindi $\phi=1$. In definitiva la pressione del vento vale:

$$p: 1.350,8 \text{ N/m}^2 \approx 1,50 \text{ kN/m}^2$$

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:

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

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

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

La geometria dell'opera prevede: $h_T=0,90\text{m}$ e $d = 2,20\text{m}$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 2,44$ per cui il valore interpolato vale $\mu = 0,32$ che si suppone, a vantaggio di sicurezza, uguale per tutte le travi.

Azione del vento su ponte carico

Sui bordi dell'impalcato sono previste due barriere FOA:

Lato	Tipologia	Altezza [m]
Nord	3	6,00

A vantaggio di sicurezza si ipotizza la FOA di maggiore altezza su entrambi i lati dell'impalcato.

Pertanto, sono state valutate le sollecitazioni che produce il vento sull'impalcato stesso assumendo nel caso di ponte carico un'altezza di calcolo pari a quella della FOA tipo 7:

Condizione di carico	Pressione del vento [kN/m ²]	Altezza trave [m]	Altezza impalcato [m]	Altezza FOA [m]	Altezza totale [m]	Risultante H [KN/m]	Braccio della forza H [m]	Momento torcente [kNm/m]
Ponte carico	1.50	0.90	0.40	6.00	7.30	10.95	2.87	31.37

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	xi [m]	xi ² [m ²]	M [kNm/m]	Fi [kN/m]
1		9	81,00	31,37	0,93
2	1,80	7,2	51,84		0,74
3	1,80	5,4	29,16		0,56
4	1,80	3,6	12,96		0,37
5	1,80	1,8	3,24		0,19
6	1,80	0	0,00		0,00
7	3,00	-3	9,00		-0,31
8	3,00	-6	36,00		-0,62
9	3,00	-9	81,00		-0,93
			304,20		

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.

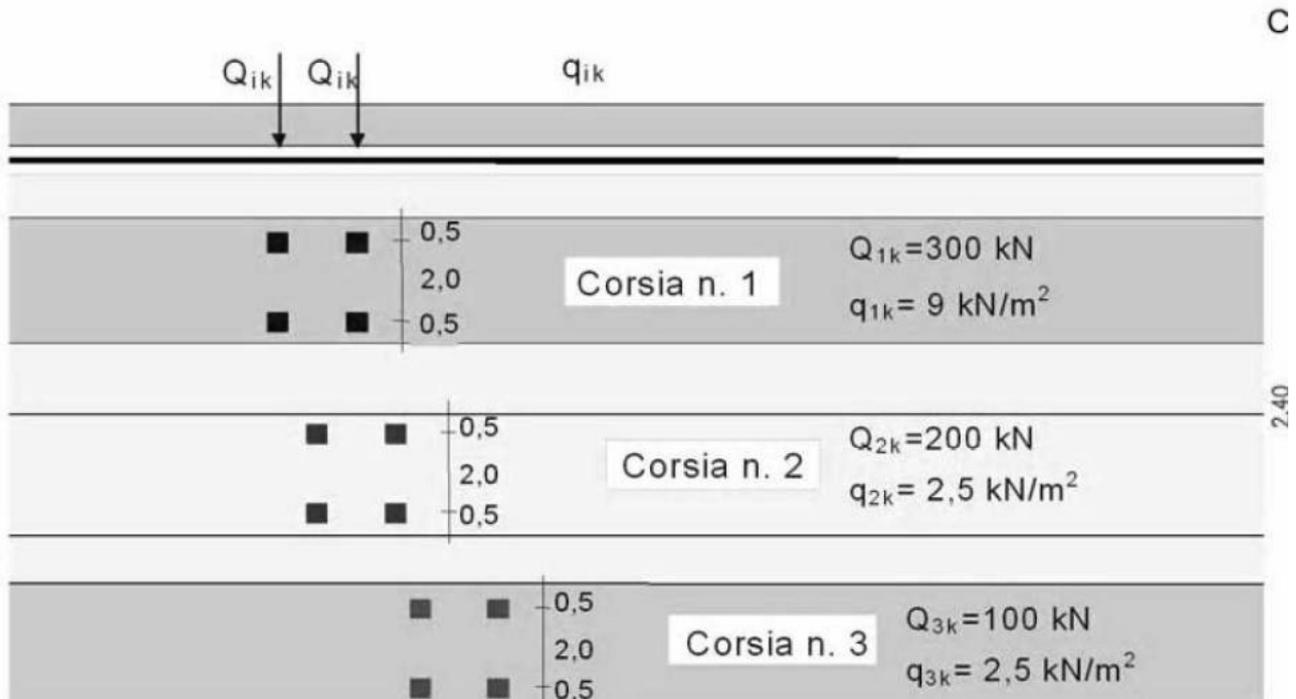


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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]
Corsia Numero 1	300
Corsia Numero 2	200
Corsia Numero 3	100

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 trasversi e sulle sezioni di mezzeria campata e asse appoggi.

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

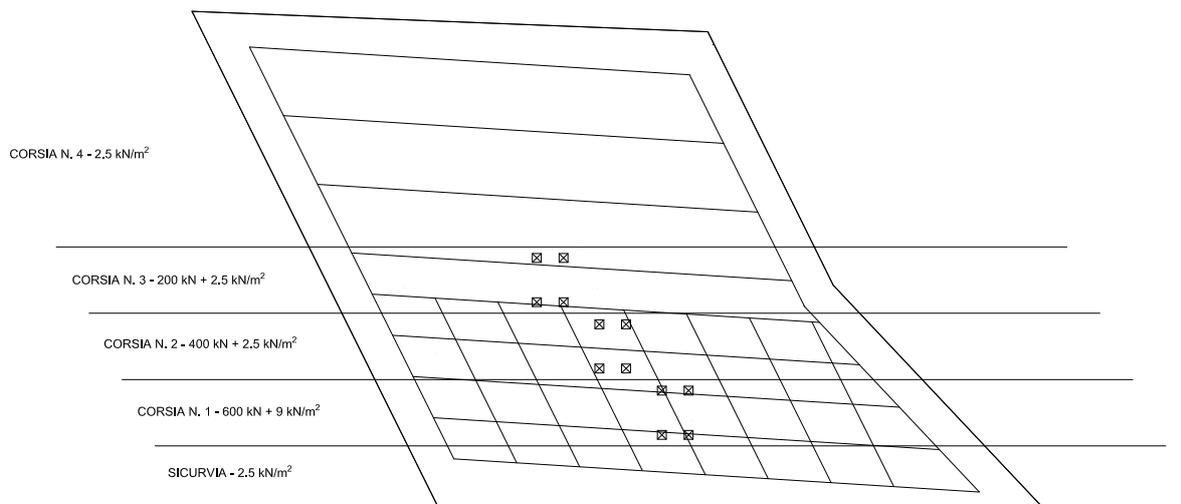


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto

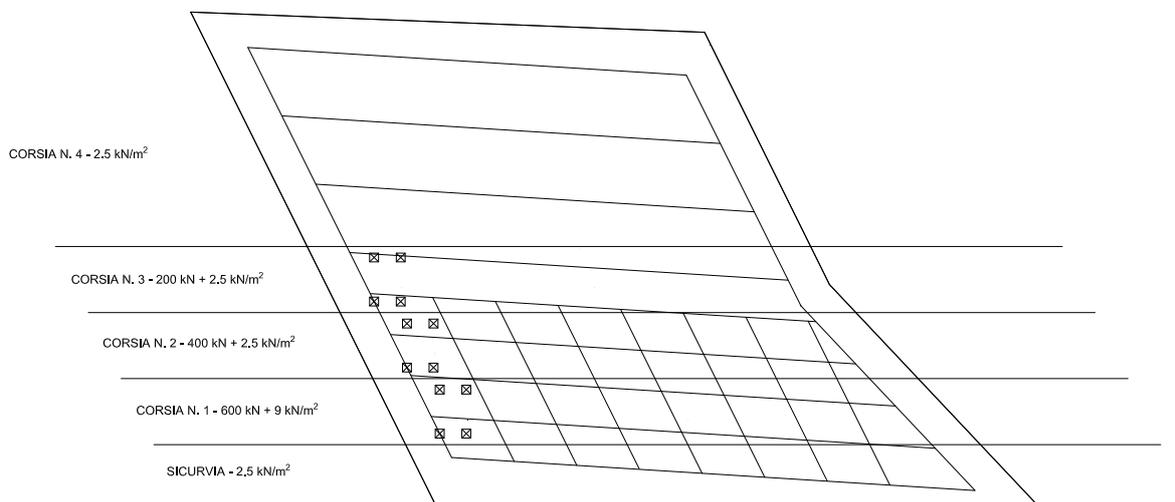


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massimo taglio impalcato di progetto

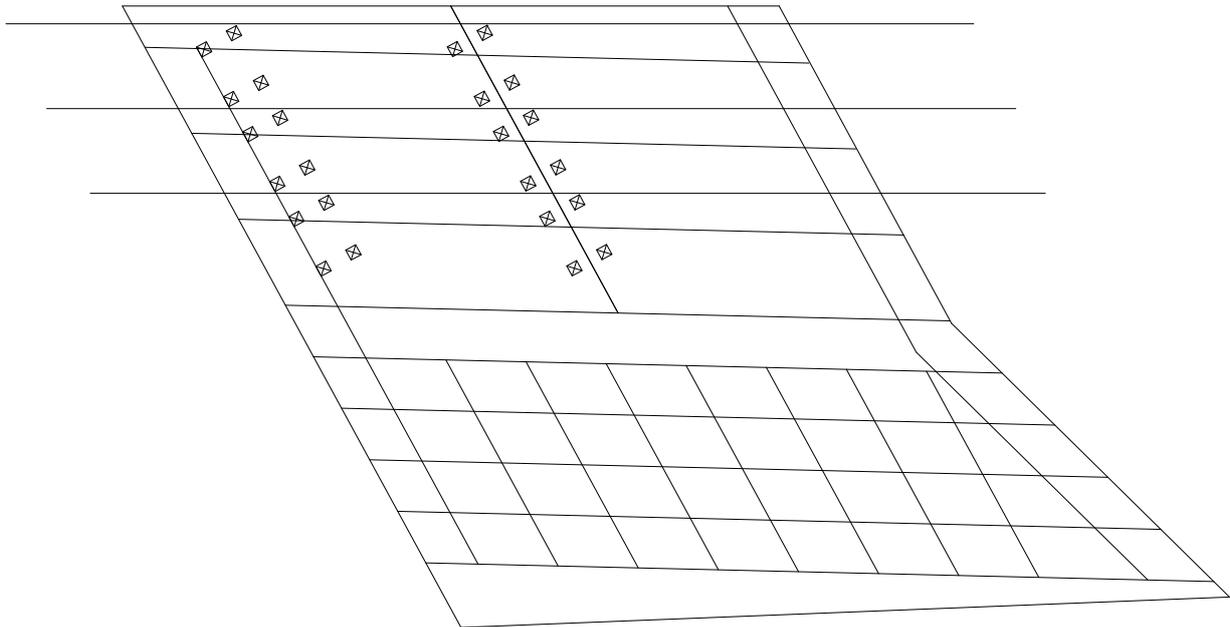


Figura 3-5. Disposizione carico tandem per massimo momento e massimo taglio impalcato esistente

• **Azioni di frenatura**

Per il calcolo delle azioni di frenatura, si fa riferimento a EN1991-2 cap.4.4.1(1) / NTC2018 cap.5.1.3.5.

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

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

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

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

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

Azione di frenatura		
Q1k	kN	300
q1k	kN/mq	9
L	m	21,88
wl	m	3
q3	kN	419
n (travi su cui ripartire)	-	2
q3 su trave = $q_3/(n \cdot L)$	kN/m	9.57

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

• **Azione centrifuga**

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

• **Gruppi di carico**

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

Standard PDF/A ed è stato aperto in sola lettura per evitare modifiche.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico
1	Valore caratteristico					Schema di c
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema d
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico			Schema d

Figura 3-6. 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.

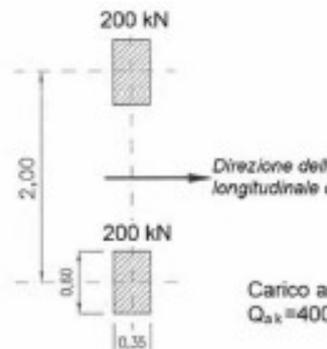


Figura 3-7. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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 $0.3q_{rk}$.

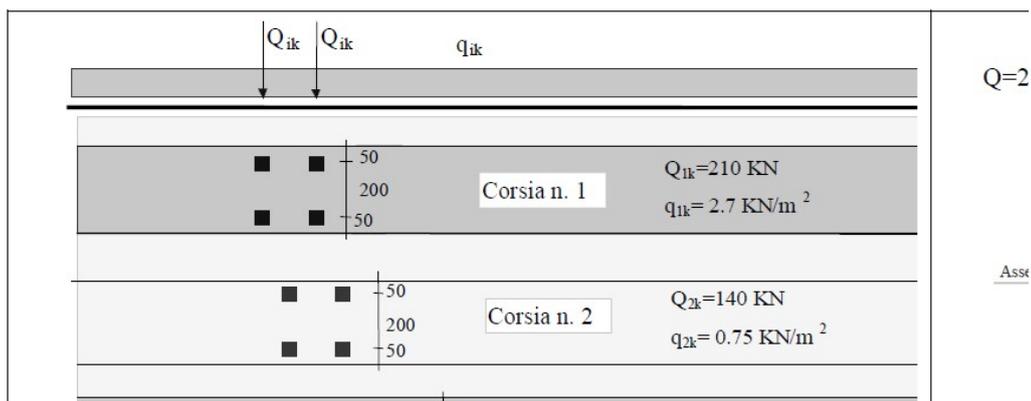


Figura 3-8. Modello di carico di fatica n.1 (Figura 5.1.4 delle NTC2018)

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 h₁ e h₂, dove h₁ = (altezza della barriera - 0.10m) e h₂ = 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:

massima azione
 tagliante in svio

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.

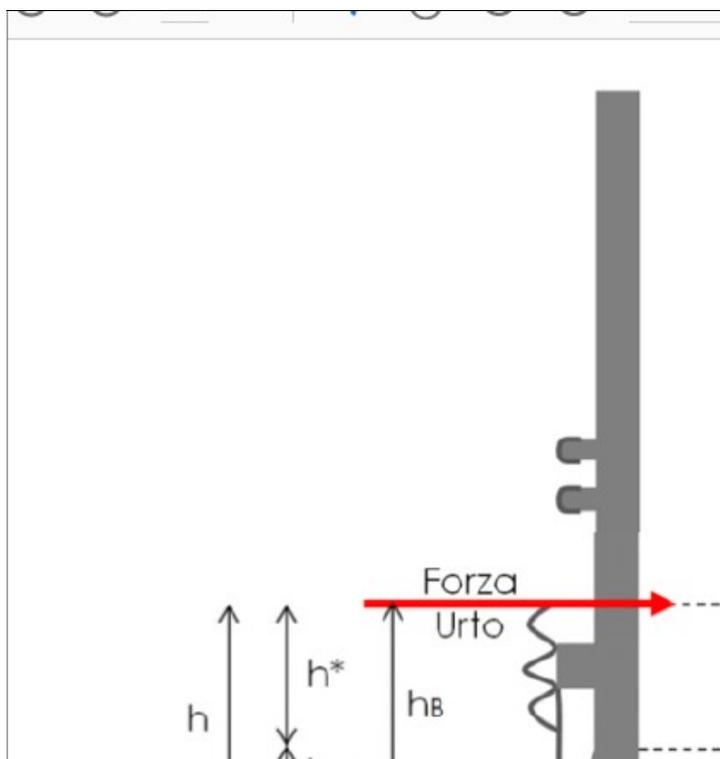


Figura 3-9. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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

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	Forz
Autostrade, strade extraurbane	-	
Strade locali	-	
Strade urbane	-	
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	
	Veicoli destinati al trasporto di merci	

Figura 3-10. 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.

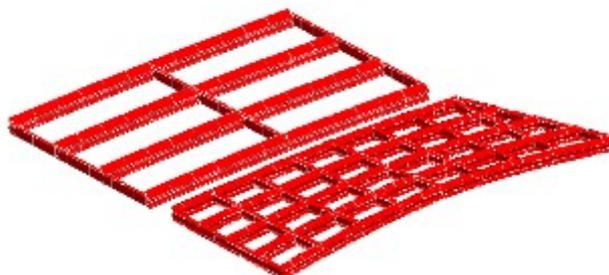


Figura 3-11. Deformata per modo 1 (T=0.383s)

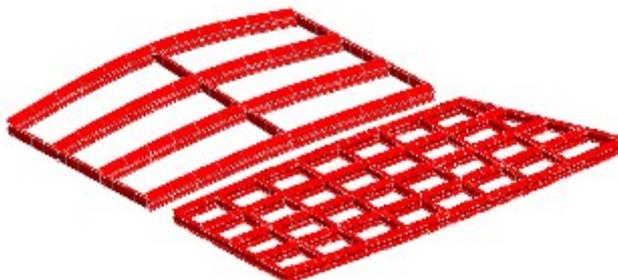


Figura 3-12. Deformata per modo 2 (T=0.357s)

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 ($\gamma_c = 20\text{kN/m}^3$).

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

3.5 CARICHI SU BARRIERE FOA

Di seguito sono specificati i carichi agenti sulle barriere FOA.

	β (deg)	γ_k (kPa)	Interasse montanti (m)	g_k (kN/m)	Lunghezza h (m)	Baricentro		Peso risultante F_k (kN)	Azione normale N_k (kN)	Taglio T_k (kN)	Momento M_k (kNm)		
						x_G (m)	y_G (m)						
1 Peso proprio						0,058	3,071	5,4	-5,4	0,0	-0,3		
G1a - inferiore	90		4,000	0,88	4,126	0,000	2,063	3,6	-3,6	0,0	0,0		
G1b - superiore	90		4,000	0,88	2,026	0,176	5,123	1,8	-1,8	0,0	-0,3		
2 Carichi permanenti						0,271	2,133	18,5	-18,5	0,0	-5,0		
G2 - pannello inferiore in ds	90	3,750	4,000	15,00	0,500	0,235	0,350	7,5	-7,5	0,0	-1,8		
G3 - pannelli inferiori in acciaio	90	0,500	4,000	2,00	3,500	0,235	2,350	7,0	-7,0	0,0	-1,6		
G4 - pannelli superiori in acciaio	90	0,500	4,000	2,00	2,000	0,400	5,097	4,0	-4,0	0,0	-1,6		
G - Pesi propri e permanenti						0,222	2,346	23,9					
	β (deg)	q_v (kPa)	Coeff. di esposizione C_E	$p_{k,hmax}$ (kPa)	Coeff. di forma C_p	Interasse montanti (m)	Lunghezza $q_{v,k}$ (kN/m)	Braccio h (m)	b (m)	Forza risultante F_k (kN)	Azione normale N_k (kN)	Taglio T_k (kN)	Momento M_k (kNm)
3 Vento X+													
pannelli inferiori	0	0,391	2,316	0,905	2,280	4,000	8,25	4,000	2,100	33,0	0,0	33,0	-69,3
pannelli superiori	10	0,391	2,316	0,905	2,280	4,000	8,25	2,000	5,089	16,5	-2,9	16,3	-84,0
4 Vento X-													
pannelli inferiori	0	-0,391	2,316	-0,905	2,100	4,000	-7,60	4,000	2,100	-30,4	0,0	-30,4	63,8
pannelli superiori	10	-0,391	2,316	-0,905	2,100	4,000	-7,60	2,000	5,089	-15,2	2,6	-15,0	77,3
6 Pressione dinamica veicolare													
pannelli inferiori	0	-0,800	1,000	-0,800	1,000	4,000	-3,20	4,000	2,100	-12,8	0,0	-12,8	26,9
pannelli superiori	10	-0,800	1,000	-0,800	1,000	4,000	-3,20	2,000	5,089	-6,4	1,1	-6,3	32,6

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.

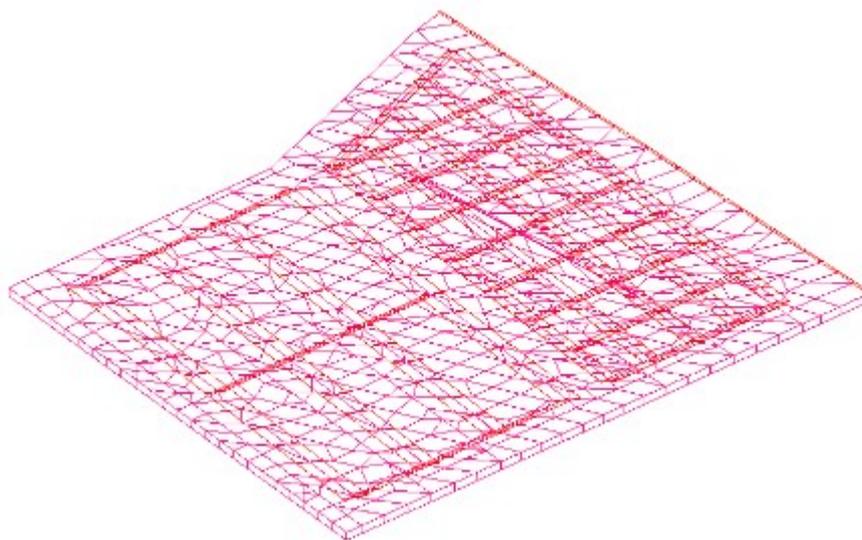


Figura 4-1. Modello FEM estruso

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	γG o γQ
Peso strutturale	1.35
Peso non strutturale	0.00

FASE 2	
Azione	γG o γQ
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:

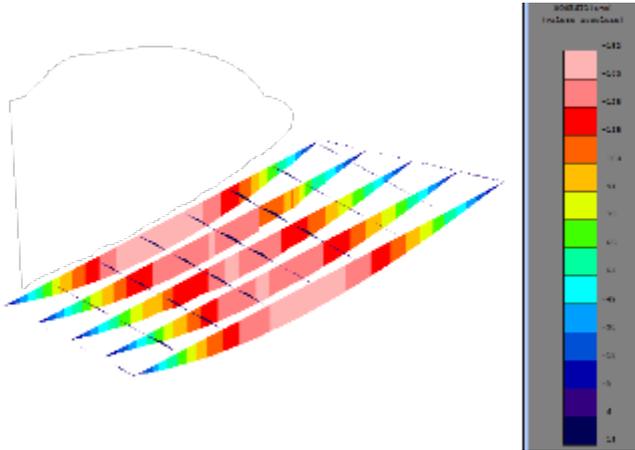


Figura 4-2. Involucro Mx [tm]

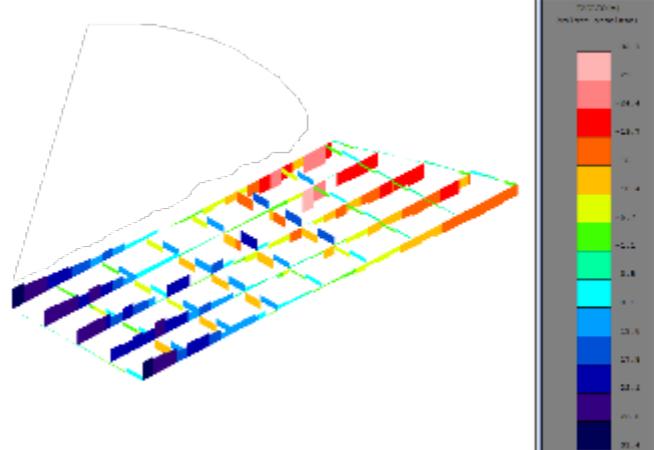


Figura 4-3. Involucro Ty [t]

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

Wy	f_{yk}	y_{m1}	E	G	Iz	It	Iw	Lcr
cm ³	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶	cm
21371	3550	1,05	2000000	800000	144028	2672	266307753	2364
α_{LT}	λ_{LT,0}	β	Ψ	kc				
-	-	-	-	-				
0,49	0,20	1,0	1,75	0,94				
M_{cr}	λ_{LT}	Φ_{LT}	f	χ_{LT}	>>>	M_{brd}	>	Med
kgcm	-	-	-	-		kNm		kNm
8,3E+07	0,956	1,142	0,971	0,583		4209		1500

La verifica a flessio-torsione nella fase di getto è ampiamente verificata: non sono necessarie controventature specifiche.

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

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

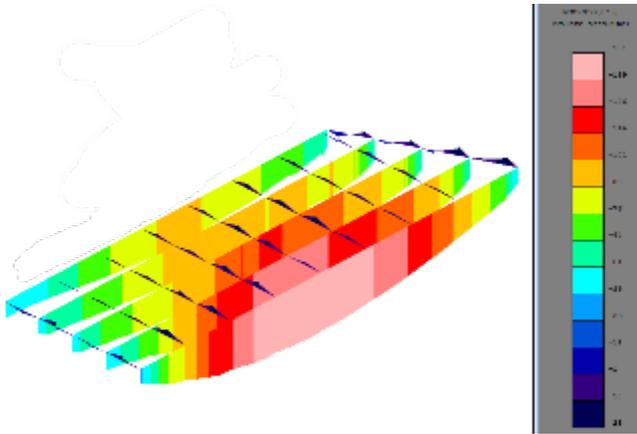


Figura 4-4. Involuppo Mx [tm]

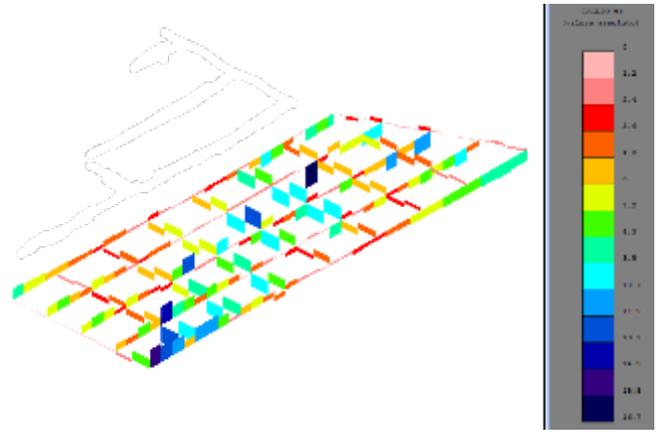


Figura 4-5. Involuppo Ty [t]

- **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 del momento flettente, del taglio e dello sforzo normale:



Figura 4-6. Inviluppo M_x [tm]

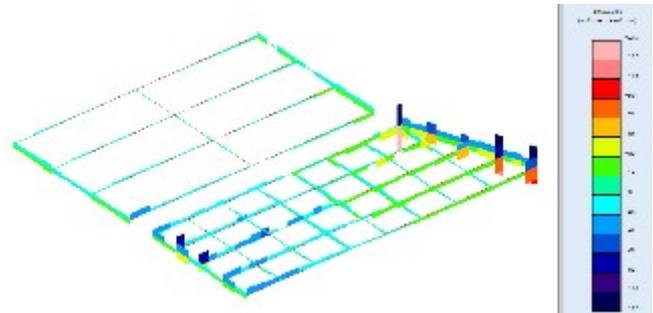


Figura 4-7. Inviluppo T_y [t]



Figura 4-8. 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	f _{yk}	Mpa	450	γ_{M2}	1,25	
α_{cc}		0,85	f _{yd}	Mpa	391,3	Es	Mpa	210000
fck	Mpa	35			f _{yk}	Mpa	355	
fcm	Mpa	43			f _{yd}	Mpa	338,10	
fcd	Mpa	19,83						
Caratteristiche geometriche sezione mista								
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta					
b1	mm	600	h _c	mm	250			
b2	mm	600	b _{eff}	mm	1800			
t _{f1}	mm	40	h' _s	mm	40			
t _{f2}	mm	40	A _s	mm ²	3048			
h	mm	900						
t _w	mm	16						
g	Kg/m	479,8						
A	cm ²	611,2						
I _y	cm ⁴	961676						
I _z	cm ⁴	144028						
W _{pl,y}	cm ³	23330						

Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	1320	260	0
2	1520	300	1550
3	3310	750	4100
totale	6150	1310	5650

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale Pressoflessione		Tensione di calcolo
n	0	15.6	6.2			
yn [mm]	450	500	380			
Aid [cm ²]	611.2	14.034	7.539			
Iid [cm ⁴]	284.924	1.694.159	2.134.641			
σc [MPa]	0	-3.87	-12.50	-18.8	<	-19.83
σs [MPa]	0	-43.2	-57.3	-102.9	<	391.3
σas [MPa]	-61.8	-23.5	-23.1	-110.8	<	338.1
σai [MPa]	61.8	57.2	116	232.6	<	338.1

Verifica a taglio

Ved kN 1.310 taglio sollecitante di calcolo

$$V_{Rd} = \frac{A_v \times f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{(820 \times 16) \times (355 / 1.05)}{\sqrt{3}} = 2.561.015 N = 2.561 kN$$

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
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau}$		48.62	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	15500	lunghezza della trave
kτ		5.35	
fyw	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σ E		72.34	
τ Cf	MPa	387.09	
λw		0.73	
γM1		1.10	
χw		1.20	
Vba,Rd	kN	2934	resistenza all'instabilità per taglio
Ved	kN	1310	taglio sollecitante di calcolo

Non sono necessari irrigidimenti dell'anima.

4.1.2.2 Progetto connettori

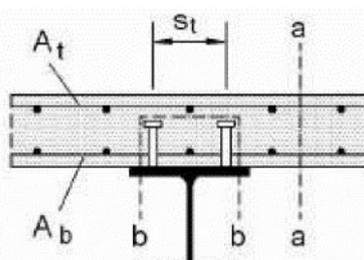
I connettori vengono dimensionati a completo ripristino. La forza di scorrimento massima che devono sopportare è pari a minimo tra la massima compressione in soletta $V_c = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ e la massima trazione nella trave d'acciaio $V_a = A_a \cdot f_{ywd}$

Vc	kN	10116	Massima compressione soletta
Va	kN	23305	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	10116	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	23,65	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		92	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	258	passo connettori

Si dispongono connettori 2 ϕ 22/200 mm.

Verifica armatura trasversale della soletta

La soletta è armata con rete 1 ϕ 18/15 cm, maggiore del valore minimo pari a $0,002 \times A_c = 0,002 \times 250 \times 1000 = 500 \text{ mm}^2$. Si verifica l'armatura ai sensi del § 4.3.4.3.5 delle NTC2018 per le due sezioni a-a e b-b.



pc	mm	200	passo connettori
nc		10	numero di connettori per metro
st	mm	400	distanza tra i connettori
Prd	kN	109,5	resistenza di progetto connettore
Vsd	kN/m	1310	sforzo di scorrimento longitudinale al metro
fck	Mpa	35	resistenza caratteristica calcestruzzo
fsyk	Mpa	450	resistenza caratteristica connettore
h		1	per calcestruzzi ordinari
yc		1,50	
ys		1,15	
hc	mm	250	altezza soletta
hp	mm	200	altezza piolo

n		2	numero file connettori
dp	mm	30	diametro testa piolo
Acv	mmq	250000	sezione a-a
Acv	mmq	860000	sezione b-b
τ_{rd}	Mpa	0,374	
Ae	mmq	1524	Area armatura trasversale
Vrd a-a	kN	2333	> Vsd
Vrd b-b	kN	1402	> Vsd

4.1.2.3 Verifica del traverso

Si verifica il traverso più sollecitato a pressoflessione e taglio.

Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo:

FASl	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	0	0	0
2	310	360	0
3	700	1100	3150
totale	1010	1460	3150

Verifica membrature inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Verifica membrature inflesse e compresse			C4.2.4.1.3.3.1 metodo A
Ned	N	3150000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	1010000000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0,00	Momento flettente sollecitante di calcolo
γ_{M1}		1,05	
A	mmq	31440	area della profilato
L	mm	1800	lunghezza libera di inflessione
fyk	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
Wy	mmc	9328000	modulo di resistenza elastico
Wz	mmc	901900	modulo di resistenza elastico
Iy	mm4	167670000	momento di inerzia
Iz	mm4	135290000	momento di inerzia
Ncr y	N	107257926	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	86544551	Sforzo normale critico euleriano
λ_y		0,32	
λ_z		0,36	
α_{y-y}		0,34	
α_{z-z}		0,49	
ϕ_{y-y}		0,57	
ϕ_{z-z}		0,60	
χ_{y-y}		0,9558	
χ_{z-z}		0,9187	
χ_{min}		0,9187	
Verifica		0,652	< 1,00

TRAVERSO			
Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	1460	
Vrd	kN	2641	
Ved/Vrd		0,55	> 0,50 → necessario calcolare resistenza a flessione ridotta

ρ		0,011
Av	mmq	13440
tw	mm	16
Wpl	mm3	9328000
My,V,Rd	kNm	3143

Il momento resistente ridotto è maggiore del momento sollecitante.

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:

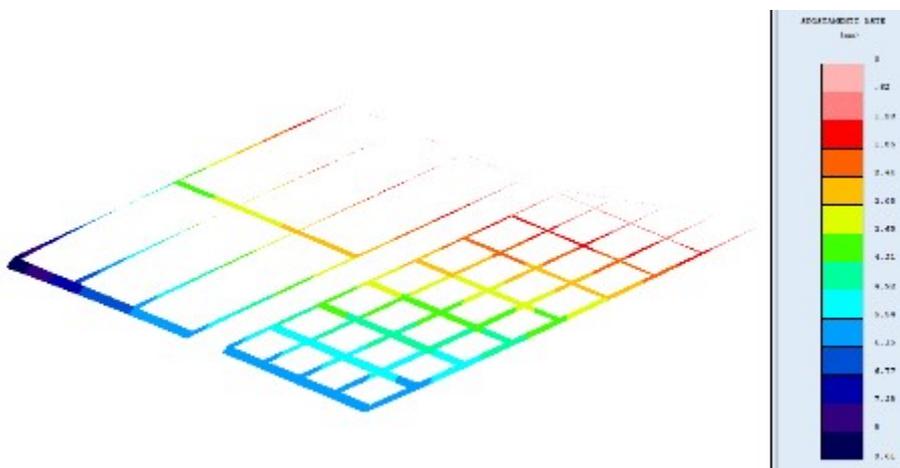
d	mm	840	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		52,5	rapporto altezza/spessore
ϵ		0,81	
η		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \epsilon$		48,82	rapporto limite anima non irrigidita
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau}$		51,40	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	2100	lunghezza della trave
k_τ		5,98	
f_{yw}	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σE		68,93	
τ_{cr}	MPa	412,23	
λ_w		0,71	
γ_{M1}		1,10	
χ_w		1,20	
Vba,Rd	kN	3005	resistenza all'instabilità per taglio
Ved	kN	1460	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	1/C°	0.000012
ΔT	C°	30
L	mm	23650
ΔL	mm	± 8.51

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



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

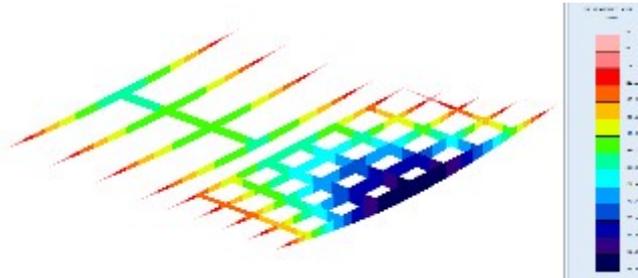
Azione verticale	1500 kN
Azione longitudinale	270 kN
Azione trasversale	270 kN

4.1.2.5 Verifica di deformazione

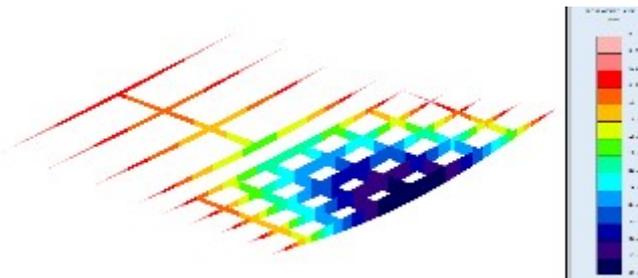
La verifica di deformazione è stata condotta ai sensi del § 4.2.4.2.1 delle NTC2018.

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	98.6	
Deformazione δ_2	mm	38.6	< L/300 = 79.0 mm
Contromonta δ_c	mm	50.0	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	87.2	< L/250 = 94.8 mm

Si prevede per l'impalcato una contromonta di 50 mm.

4.2 IMPALCATO ESISTENTE

4.2.1 Analisi strutturale

4.2.1.1 Modello FEM

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

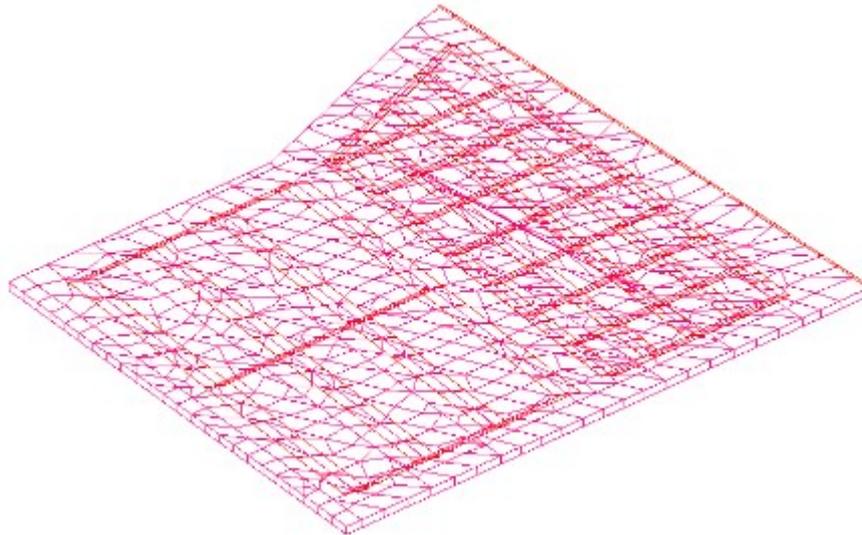


Figura 4-9. Modello FEM

4.2.1.2 Analisi del modello

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.4, 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:

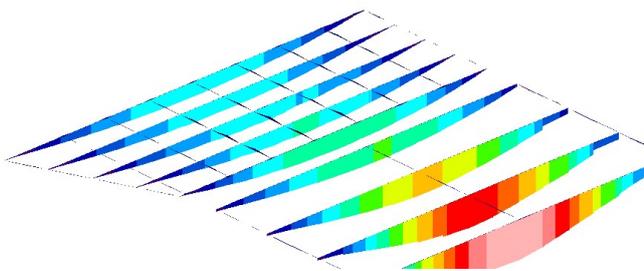


Figura 4-10. Involuppo Mx [tm]

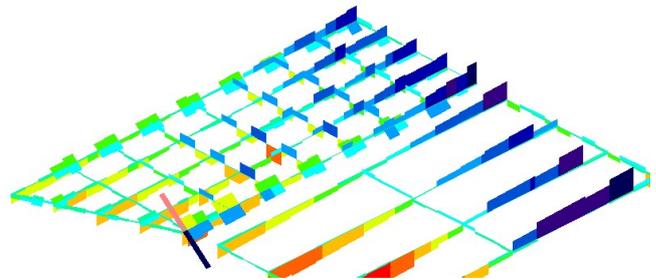


Figura 4-11. Involuppo Ty [t]

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

- **Cadute di tensione per rilassamento (NTC2018 §11.3.3.3)**

Classe di armatura		2
σ_{pi}	Mpa	1100
ρ_{1000}		2,5
f_{pk}	MPa	1400
μ		0,79
t	h	500000
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$		5,7%
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	62,8

Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo

T =	507,74	kN	tiro iniziale del cavo equivalente
$A_{trefoli}$ =	4,62	cmq	area trefoli
A_{trave} =	5250,00	cmq	area trave c.a.p.
JG_{trave} =	6,286E+06	cm4	momento inerzia trave c.a.p.
$e_{trefoli}$ =	40	cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
k =	2,34		$(1 + e^2 / JG_{trave} \times A_{trave})$
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
$\Delta\sigma_p$ =	13,39	MPa	caduta di tensione per deformazione elastica

Cadure di tensione per ritiro (NTC2018 §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

$A_c =$	5250	cmq	area trave
$u =$	300	cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	35	cm	dimensione fittizia $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	1		
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\epsilon_{c0} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{cd,inf} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.
f_{ck}	27,56	Mpa	
$\epsilon_{ca,inf}$	0,000044		deformazione da ritiro autogeno
ϵ_{cs}	0,000284		deformazione totale da ritiro
$E_p =$	205000	MPa	modulo elastico trefoli
$\Delta\sigma_p =$	58,20	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 =	5250	cmq	area trave
u =	300	cmq	perimetro esposto all'aria
h0 =	35	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 clc a quota cavo equivalente
$\Delta\sigma_p =$	99,36	Mpa	caduta di tensione dovuta alla viscosità = $\phi \times n \times \sigma_{c,el}$

Cadute di tensione totali		
Rilassamento	62,78	MPa
Def. elastica	13,39	MPa
Ritiro	58,20	MPa
Viscosità	99,36	MPa
Cadute totali	233,73	MPa
Rapporto cadute/tiro iniziale	21,25%	

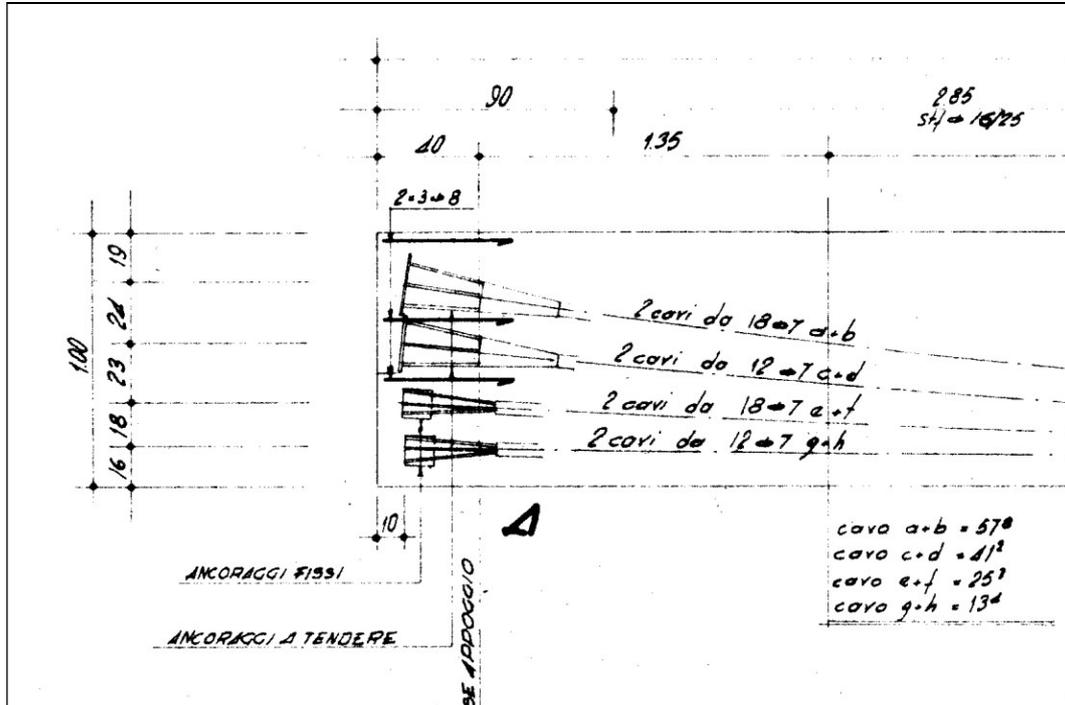
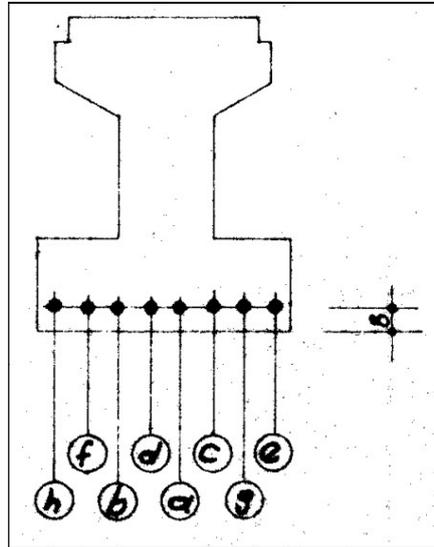
Il rapporto di cadute di tensione su tiro iniziale risulta prossimo al valore indicato nella relazione originaria di calcolo pari al 20%.

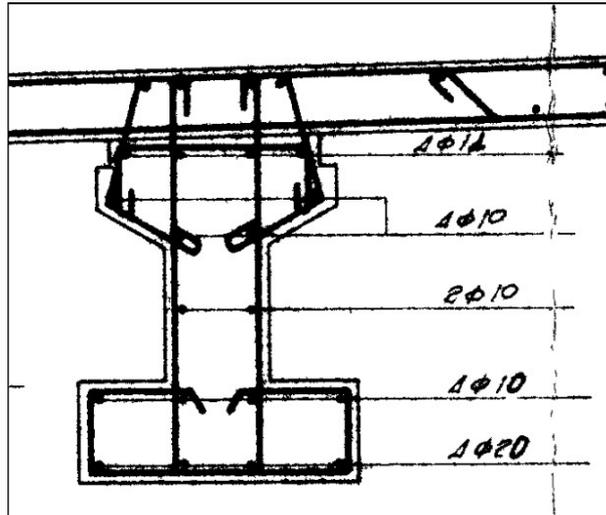
• **Verifica della trave in c.a.p.**

Verifica a flessione

Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata. Il momento massimo è pari a $M_{ed}=6180$ 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 $12\phi 7$ mm e $18\phi 7$ mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da $4\phi 20$.





Titolo : _____

N° Vertici 20 **Zoom** **N° barre** 2 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-150	120
2	-150	100
3	-30	100
4	-30	92
5	-34	92
6	-34	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.57	0	4
2	3.14	0	25

Armatura P

N°	As [cm²]
1	46.15

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

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

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Ma
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 367 N/mm² ε_{cu} 3.5
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 29.65

M_{xRd} 6,727 kN m
 σ_c -29.65 N/mm²
 σ_s 367 N/mm²
 ε_s 3.5 ‰

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

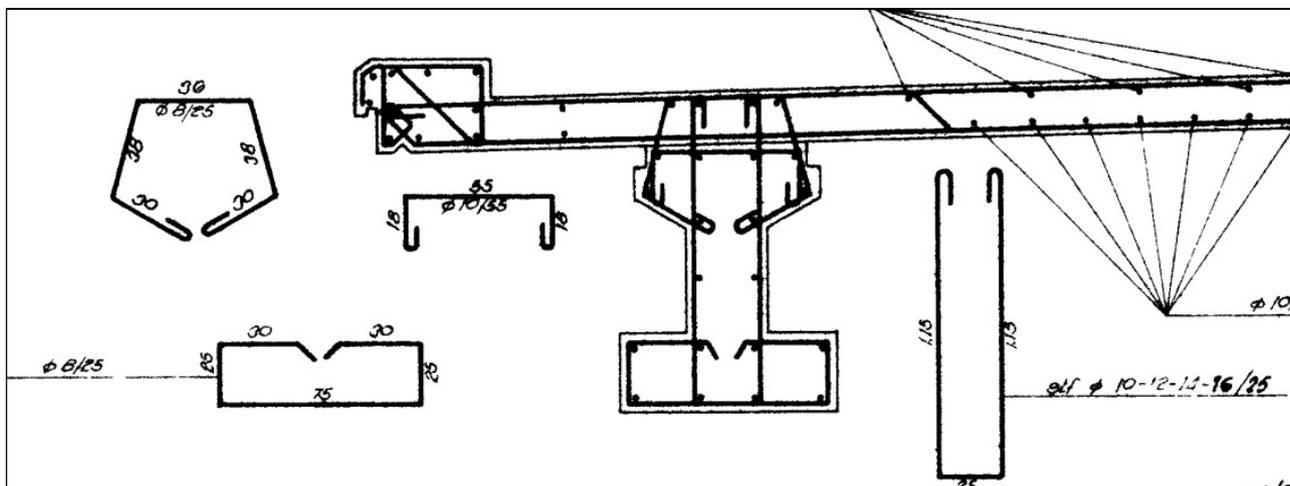
Tip
 ε_{su}
 f_{yd}
 E_s/
 ε_{sy}
 σ_{s,e}

σ_{sp} 1.22
 ε

Il massimo momento resistente è pari a M_{rd}=6727 kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata effettuata secondo NTC08 4.1.2.1.3.2, considerando il contributo delle staffe $\Phi 14/25$ cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio:



DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	120	5

DATI MATERIALE

Rck [kg/cm ²]	fcđ [kg/cm ²]	fyđ [kg/cm ²]
400	296,5	3669,5

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
3.07	2	90	25
$\cot\theta$ [°]	Vrđd [t]	Vrđs [t]	
2,5	158,7	116,9	→ Vrđ [t] 116,9

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 1169 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=850 kN. La verifica è soddisfatta.

• Verifica del traverso in c.a.

Verifica a flessione

Si verifica il traverso che risulta più sollecitato. Il momento massimo è pari a $M_{ed}=430$ kNm

Titolo : _____

N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	30	90	1	5,09	5
			2	1,57	55
			3	14,14	75
			4	1,57	85

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

 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}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

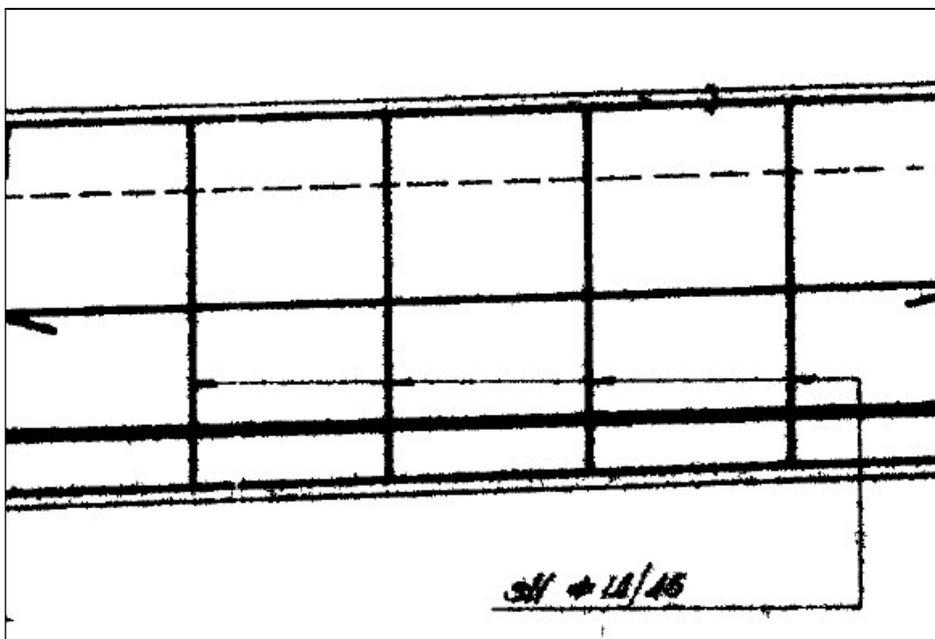
N* rett.

 L₀ cm
 Precompresso

Il massimo momento resistente è pari a $M_{rd}=542,7$ kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

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



DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	90	5

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
25,47	449,88

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
3.08	2	90	45

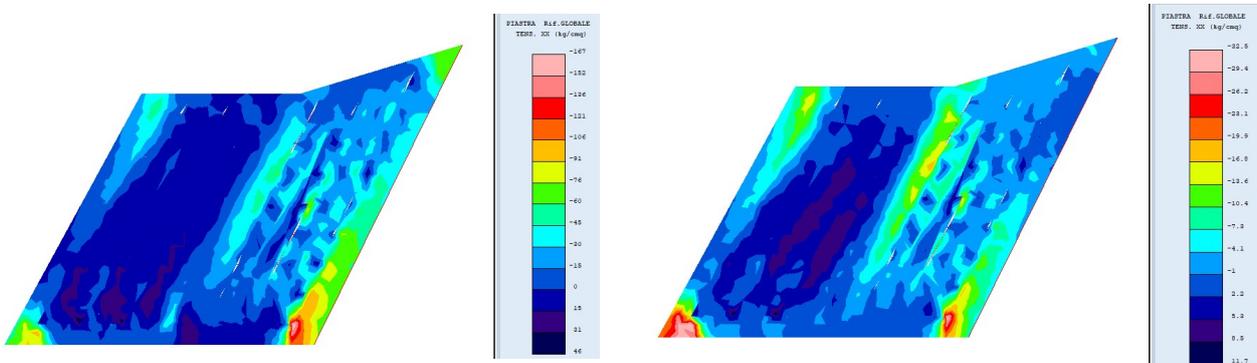
cot θ [°]	V _{rcd} [kN]	V _{rsd} [kN]	V _{rd} [kN]
2,5	1007.9	588.7	→ 588.7

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 588,70 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=500 kN. La verifica è soddisfatta.

- **Verifica della soletta in c.a.**

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

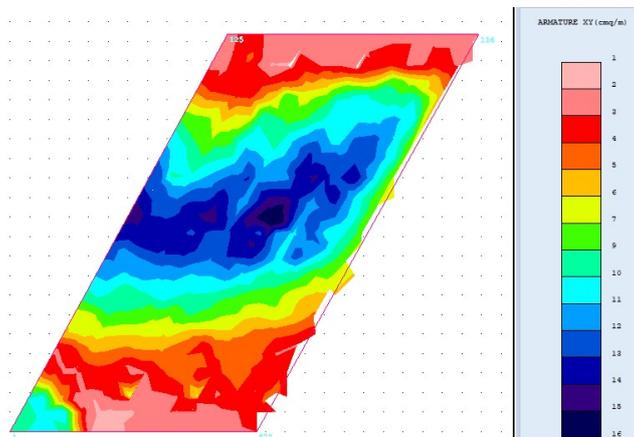
Si riportano a seguire alcuni color map delle tensioni ricavate dal calcolo:



Tensore σ_x per carico all'estremità

Tensore σ_x per carico in mezzzeria

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



Area teorica di armatura

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

5 ANALISI SPALLE

5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le spalle del viadotto esistenti (appartenenti al blocco “ORIGINARIO”) 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)

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

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

presenta il minor numero di pali di fondazione.

Si fa presente che, a favore di sicurezza, si è considerata l'altezza della spalla lato Bologna (maggiore).

5.2.1 Geometria di verifica

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

Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		13.35	[m]	Larghezza zattera	
L2		11.73	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		1.62	[m]	Sbalzo zattera	
B		9.50	[m]	Lunghezza zattera	
b1		2.65	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.60	[m]	Spessore paramento	
b3		5.25	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		2.35	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.45	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.30	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H _{TOT}		11.15	[m]	Altezza totale	
H1		1.60	[m]	Spessore zattera	
H2		7.04	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.80	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.71	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.31	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav_M}		8.84	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav_V}		0.50	[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}		22.20	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		11.73	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		21.89	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n _T		5.00		Numero travi principali	
i _T		1.80	[m]	Interasse travi principali	
A _T		0.06	[m ²]	Sezione trave principale	
L _{tr}		1.80	[m]	Lunghezza traversi	
n _{tr}		8.00		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}		0.16	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B _{cord_sic}		0.70	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H _{cord_FOA}		0.38	[m]	altezza cordolo FOA	
B _{cord_FOA}		2.10	[m]	larghezza cordolo FOA	
H _{FOA}		6.50	[m]	altezza FOA	
sb _{FOA}		0.00	[m]	aggetto FOA	

Figura 5-1. Dimensioni geometriche spalla

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

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

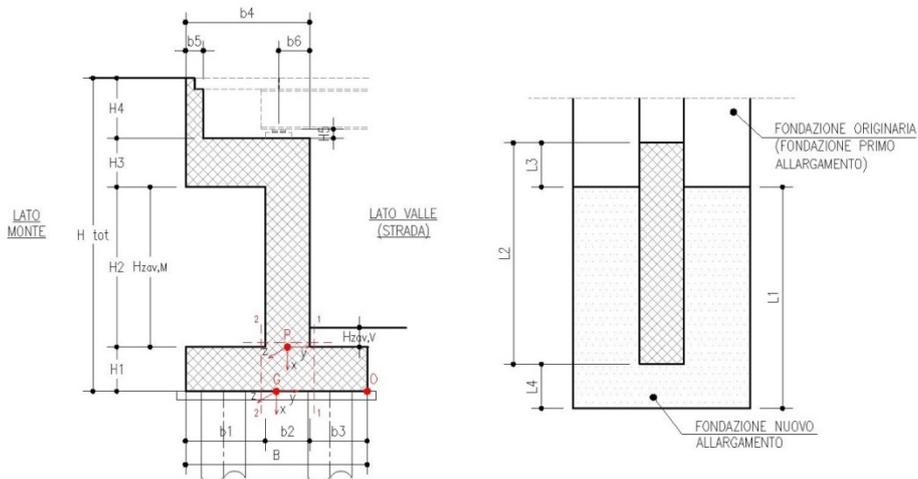


Figura 5-2. Sistema di riferimento

Caratteristiche dei materiali			
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	40	[mm]	
Classe di esposizione	XF2		
Acciaio			
f _{yk}	B450C 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]	

CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località:			Opera 93T			
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	0.212	0.309	2.440
Categoria di sottosuolo:	D					
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	1.62	1.00	0.344	3.378
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	1.00			
Coefficiente sismico orizzontale		k _h	0.344			
Coefficiente sismico verticale		k _v	0.172			
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:						
Sisma diretto verso l'alto: - kv						
	[°]	[rad]				
θ	0.00	0.00				
δ	0.00	0.00				
β	0.00	0.00				
ψ	22.58	0.39				
φ - M1	35.00	0.61				
k_{AE} - M1	0.60					
Sisma diretto verso il basso: + kv						
	[°]	[rad]				
θ	0.00	0.00				
δ	0.00	0.00				
β	0.00	0.00				
ψ	16.37	0.29				
φ - M1	35.00	0.61				
k_{AE} - M1	0.47					

5.2.2 Analisi strutturale del paramento

5.2.2.1 Analisi dei carichi

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

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO PARAMENTO		SOLLECITAZIONI VERIFICA PARAMENTO		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-8.15	0.5	97	0	-49
Cordolo	-8.15	0.5	21	0	-11
FOA	-8.15	0.5	8	0	-4
Guardrail	-8.15	0.5	1	0	-1
Pavimentazione	-8.15	0.5	20	0	-10
Vento	-8.15	0.5	1	0	-1
Neve	-8.15	0.5	0	0	0
Tandem 1	-8.15	0.5	93	0	-47
Tandem 2	-8.15	0.5	0	0	0
Distribuito	-8.15	0.5	39	0	-20
Frenatura	-8.15	0.5	0	19	-154
Resistenza passiva dei vincoli	-8.15	0.5	0	7	-60
Sisma dir. orizz.	-8.15	0.5	0	114	-927
Sisma dir. vert.	-8.15	0.5	30	0	-15

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

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesi propri - strutturali e non							
Descrizione		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Fondazione		-0.80	0.00	380.00	0.00	0.00	
Paramento		-5.12	-1.30	281.60	0.00	366.08	
Cordolo in c.a.		-9.04	-1.68	47.00	0.00	78.73	
Paraghiaia		-10.30	-2.63	19.24	0.00	50.50	
Zavorra lato valle		-1.85	2.13	52.50	0.00	-111.56	
TOTALE				780	0	384	
(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		-6.02	-3.43	469	0	1605	
(C3): Spinta delle terre - riposo							
				H_{SPINTA} [m]	11.15		
Comb.	k_0	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.43	-3.72	0.00	0	530	-1970	
(C4): Sovraccarico accidentale							
				q [kN/m ²]	20		
Componente verticale							
Sovraccarico accidentale (4a)		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
		0.00	-3.43	53	0	182	
Componente orizzontale							
Sovr. accidentale (4b) M1		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
		-5.58	0.00	0	95	-530	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
				k_h	0.344		
				k_v	0.172		
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	-65.42	130.84	-104.67	
Paramento		-5.12	-1.30	-48.48	96.96	-559.44	
Cordolo in c.a.		-9.04	-1.68	-8.09	16.18	-159.84	
Paraghiaia		-10.30	-2.63	-3.31	6.62	-76.88	
Zavorra a tergo		-6.02	-3.43	-80.65	161.31	-1247.27	
Zavorra lato valle		-1.85	2.13	-9.04	18.08	-14.23	
TOTALE				-215	430	-2162	
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	65.42	130.84	-104.67	
Paramento c.a.		-5.12	-1.30	48.48	96.96	-433.39	
Trave in c.a.		-9.04	-1.68	8.09	16.18	-132.74	
Paraghiaia in c.a.		-10.30	-2.63	3.31	6.62	-59.50	
Zavorra a tergo		-6.02	-3.43	80.65	161.31	-694.80	
Zavorra lato valle		-1.85	2.13	9.04	18.08	-52.65	
TOTALE				215	430	-1478	
(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	0.60	336.90	617.53	281	-5.58	-1564
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	0.47	336.90	688.34	351	-5.58	-1959

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

5.2.2.2 Combinazioni di calcolo

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

Figura 5-5. Elenco dei Carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
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 5-6. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica paramento

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	148	0	-74	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	348	0	43	0	0	0	0	389	-1238	0	0	0
Totale	496	0	-31	0	0	0	0	389	-1238	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	93	0	-47	0	0	0	39	0	-20
Sottostruttura	0	81	-389	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	81	-389	93	0	-47	0	0	0	39	0	-20
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	19	-154	0	7	-60	0	0	0	1	0	-1
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	19	-154	0	7	-60	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	-30	114	-912	30	114	-942	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-60	281	-1240	60	281	-1225	0	206	-983	0	258	-1231
Totale	-90	395	-2152	90	395	-2167	0	206	-983	0	258	-1231

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

5.2.2.3 Sollecitazioni risultanti

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}	669	848	785	691	496	675	611	517	612	432	[kN/m]
V _{Ed}	645	645	670	670	645	645	670	670	1065	1013	[kN/m]
M _{Ed}	-2319	-2409	-2585	-2538	-2309	-2398	-2574	-2527	-4818	-4555	[kNm/m]
Azioni di calcolo	Rara				frequente		frequente				
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}	496	628	581	512	496	581	496	522	[kN/m]		
V _{Ed}	478	478	497	497	457	457	413	413	[kN/m]		
M _{Ed}	-1718	-1784	-1915	-1880	-1621	-1664	-1407	-1420	[kNm/m]		

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

5.2.2.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale interna (lato terra): 1Ø26/10 cm + 1Ø26/10 cm
- Armatura verticale esterna: 1Ø20/20 cm
- Armatura trasversale: 1Ø16/20 cm
- Spilli: 1Ø14/20x40 cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

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

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

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6,6
2	53,09	153,1
3	53,09	143,1

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 - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

Tipo Sez: Retta a T Retta
 Metodo: S.L.U.
 Tipo fles: Retta

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] =	1600	Altezza della sezione	
d [mm] =	1531	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] =	4307.69	Resistenza a compressione bielle =0.9 $b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	282.74	$\phi 12/40$	area staffe
s [mm] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1905.75	Resistenza armature = 0.9 $d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1905.75	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1066.00	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							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
	$\gamma_c =$	$\alpha_{cc} =$	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
	$\gamma_s =$	$\epsilon_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	1600	mm altezza		5	20	1571	66
c =	40	mm coprifer.		Lato valle		-	
Distanza barre doppio ordine =	100	mm		10	26	5309	1431
				Lato monte		-	
N_{Ed} positivo di compressione				10	26	5309	1531
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Lato monte		-	
y distanza dell'armatura dal lembo superiore						Σ	12189
							mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione		posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}
			[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}
ENV-SLU		incastro con paramento	432.41	4818.25	1065.24	6024.22	1.25
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	12	mm		$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$\rho_b =$	2.5	n° braccia		$s =$	200	mm passo	
Combinazione		posizione	$V_{Ed,0}$	$V_{Ed,s}$	$V_{Ed,c}$	V_{Ed}	V_{Ed}
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}
ENV-SLU		incastro con paramento	702.91	1905.75	4307.69	1905.75	1.79
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Momento di fessurazione della sezione			$M_{cr} =$	1753.7	kNm		
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}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	STADIO
			[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-RARA		incastro con paramento	495.85	1914.81	5.42	124.54	II
ENV-QP		incastro con paramento	495.85	1420.25	2.68	41.62	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali		Aggressive	Armatura	Poco sensibile			
Spaziatura barre							
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm	$S_{adottata} =$	200	mm
		$\sigma_s =$	222	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	495.85	1663.73	3.13	48.74	I
Spaziatura barre							
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm	$S_{adottata} =$	200	mm
		$\sigma_s =$	182	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	495.85	1420.25	2.68	41.62	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	-9.75	-0.8	97	0	78
Cordolo	-9.75	-0.8	21	0	17
FOA	-9.75	-0.8	8	0	7
Guardrail	-9.75	-0.8	1	0	1
Pavimentazione	-9.75	-0.8	20	0	16
Vento	-9.75	-0.8	1	0	1
Neve	-9.75	-0.8	0	0	0
Tandem 1	-9.75	-0.8	93	0	75
Tandem 2	-9.75	-0.8	0	0	0
Distribuito	-9.75	-0.8	39	0	31
Frenatura	-9.75	-0.8	0	19	-184
Resistenza passiva dei vincoli	-9.75	-0.8	0	7	-72
Sisma dir. orizz.	-9.75	-0.8	0	114	-1109
Sisma dir. vert.	-9.75	-0.8	30	0	24

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

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesi propri - strutturali e non							
Descrizione		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Fondazione		-0.80	0.00	380.00	0.00	0.00	
Paramento		-5.12	-1.30	281.60	0.00	366.08	
Cordolo in c.a.		-9.04	-1.68	47.00	0.00	78.73	
Paraghiaia		-10.30	-2.63	19.24	0.00	50.50	
Zavorra lato valle		-1.85	2.13	52.50	0.00	-111.56	
TOTALE				780	0	384	
(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		-6.02	-3.43	469	0	1605	
(C3): Spinta delle terre - riposo							
				H_{SPINTA} [m]	11.15		
Comb.	k_0	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.43	-3.72	0.00	0	530	-1970	
(C4): Sovraccarico accidentale							
				q [kN/m ²]	20		
Componente verticale							
Sovraccarico accidentale (4a)		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
		0.00	-3.43	53	0	182	
Componente orizzontale							
Sovr. accidentale (4b) M1		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
		-5.58	0.00	0	95	-530	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
				k_h	0.344		
				k_v	0.172		
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	-65.42	130.84	-104.67	
Paramento		-5.12	-1.30	-48.48	96.96	-559.44	
Cordolo in c.a.		-9.04	-1.68	-8.09	16.18	-159.84	
Paraghiaia		-10.30	-2.63	-3.31	6.62	-76.88	
Zavorra a tergo		-6.02	-3.43	-80.65	161.31	-1247.27	
Zavorra lato valle		-1.85	2.13	-9.04	18.08	-14.23	
TOTALE				-215	430	-2162	
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	65.42	130.84	-104.67	
Paramento c.a.		-5.12	-1.30	48.48	96.96	-433.39	
Trave in c.a.		-9.04	-1.68	8.09	16.18	-132.74	
Paraghiaia in c.a.		-10.30	-2.63	3.31	6.62	-59.50	
Zavorra a tergo		-6.02	-3.43	80.65	161.31	-694.80	
Zavorra lato valle		-1.85	2.13	9.04	18.08	-52.65	
TOTALE				215	430	-1478	
(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	0.60	336.90	617.53	281	-5.58	-1564
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	0.47	336.90	688.34	351	-5.58	-1959

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

5.2.3.2 Combinazioni di calcolo

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

Figura 5-11. Elenco dei Carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				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 5-12. 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	148	0	118	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	780	0	384	469	0	1605	0	530	-1970	53	0	182
Totale	928	0	502	469	0	1605	0	530	-1970	53	0	182
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	93	0	75	0	0	0	39	0	31
Sottostruttura	0	95	-530	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	95	-530	93	0	75	0	0	0	39	0	31
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	19	-184	0	7	-72	0	0	0	1	0	1
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	19	-184	0	7	-72	0	0	0	1	0	1
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	-30	114	-1133	30	114	-1085	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-215	430	-2162	215	430	-1478	0	281	-1564	0	351	-1959
Totale	-245	544	-3295	245	544	-2563	0	281	-1564	0	351	-1959

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

5.2.3.3 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

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}	1723	1902	1838	1744	1398	1577	1513	1419	1668	1178
V _{Ed}	854	854	880	880	854	854	880	880	1452	1381
M _{Ed}	-1190	-1048	-1347	-1422	-1366	-1223	-1522	-1598	-4543	-4881
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}	1398	1530	1483	1413	1397	1482	1397	1423	[kN/m]	
V _{Ed}	633	633	652	652	609	609	557	557	[kN/m]	
M _{Ed}	-466	-360	-581	-637	-333	-265	-42	-21	[kNm/m]	

Figura 5-14. Sollecitazioni di calcolo risultanti 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.

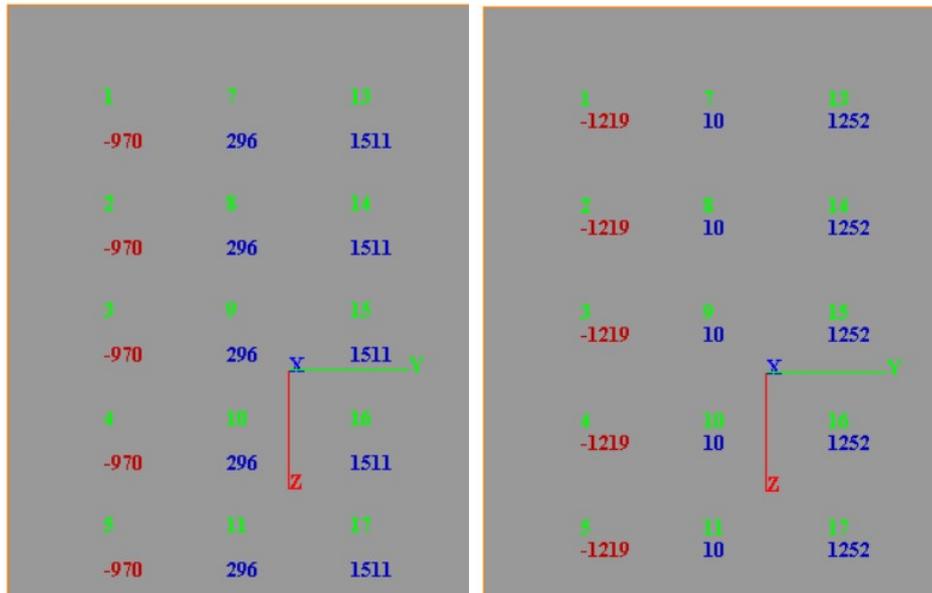


Figura 5-15. Riepilogo massime sollecitazioni Pali

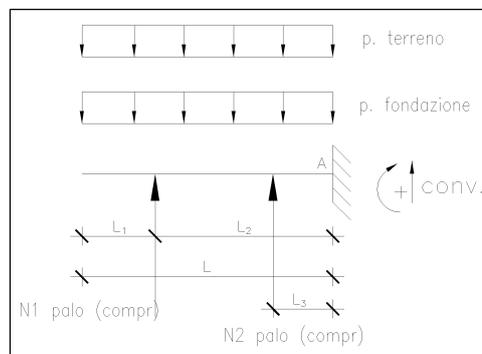
5.2.3.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale)

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

Calcolo sollecitazioni

2 PALI COMPRESSI

DATI			
h	1.60	m	altezza suola
L	5.45	m	lunghezza mensola
L ₁	1.05	m	
L ₃	1.8	m	
L ₂	4.40	m	distanza tra asse palo e sezione di stacco
i	2.20	m	interasse longitudinale/distanza di diffusione
SLU	N _{1palo}	2424	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{1palo}	1169	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{1palo}	1080	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{1palo}	972	kN azione di compressione del palo
SLU	N _{2palo}	1511	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{2palo}	879	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{2palo}	844	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{2palo}	788	kN azione di compressione del palo
	h _{terreno}	0.55	m altezza ricoprimento suola



$$V = V_G + V_t = 1$$

$$Msd(A) = Msd(max) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 2424kN / 2.2m \times 4.4m + 1511kN / 2.2m \times 1.8m - [(1.6m \times 25 kN/mc + 0.55m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.45m^2)/2 = 5327 \text{ kNm/m}$$

$$Vsd(A) = N_{1palo_teso} / i + N_{2palo_compr} / i - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times L = 2424kN / 2.2m + 1511kN / 2.2m - [(1.6m \times 25 kN/mc + 0.55m \times 20 kN/mc) \times 1] \times 5.45m = 1511 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(N \text{ max pali}) = 1102 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(max) = 1511 \text{ kN/m}$$

$$SLE - RARA \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1169kN / 2.2m \times 4.4m + 879kN / 2.2m \times 1.8m - [(1.6m \times 25 kN/mc + 0.55m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.45m^2)/2 = 2300 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - FREQ. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1169kN / 2.2m \times 4.4m + 879kN / 2.2m \times 1.8m - [(1.6m \times 25 kN/mc + 0.55m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.45m^2)/2 = 2093 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - Q.P. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1169kN / 2.2m \times 4.4m + 879kN / 2.2m \times 1.8m - [(1.6m \times 25 kN/mc + 0.55m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.45m^2)/2 = 1831 \text{ kNm/m}$$

Armatura disposta

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

Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 93T Verifica Flessione zattera_dir longitudinale

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

Titolo : 93T Zattera di fondazione_dir long

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26,55	7,3
2	53,09	142,7
3	53,09	152,7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 5327 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

Materiali: B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 f_{yk} 391,3 N/mm² f_{yk} 15,87

M_{xRd} 5.746 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²

Metodo S.L.U. Tipo flessione Rett.

Calcola MF

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] =	35	f_{ck} [MPa] =	28
f_{cd} [MPa] =	15.87 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	1.94		
f_{ctd} [MPa] =	1.29 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1600	Altezza della sezione	
d [mm] =	1527	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] =	3759.39	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] =	950.33	$\emptyset 22/40$	area staffe
s [mm] =	400		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	3194.35	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	3194.35	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1511.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Riepilogo verifiche

Avanzattera - Sezione di incastro con paramento							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm ²	f _{ck} =	28	N/mm ²
γ _c =	1.5	α _{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
γ _s =	1.15	e' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	∅(mm)	A _s (mm ²)	y (mm)
H =	1600	mm altezza		5	26	2655	73
c =	40	mm coprifer.				-	
N _{Ed} positivo di compressione				10	26	5309	1427
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore				10	26	5309	1527
						Σ	13273 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Ed} / M _{Rd}	
SLU	incastro paramento	0.00	5327.00	1511.00	5746.00	1.08	
Taglio							
φ _{staffe} =	22	mm	α =	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]	V _{Ed} / V _{Rd}	
SLU	incastro paramento	671.37	3194.00	3759.00	3194.00	2.11	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		σ _{c,max} =	16.80	N/mm ²			
		σ _{s,max} =	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		σ _{c,max} =	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
RARA-1	incastro paramento	0.00	2300.00	5.94	172.90		
QP	incastro paramento	0.00	1831.00	4.73	137.60		
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali	ordinarie			armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		w _{lim} =	0.4	mm			
		σ _s =	220	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
FREQ	incastro paramento	0.00	2093.00	5.40	157.30		
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0.3	mm			
		σ _s =	194	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
ENV-QP	incastro paramento	0.00	1831.00	4.73	137.60		

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

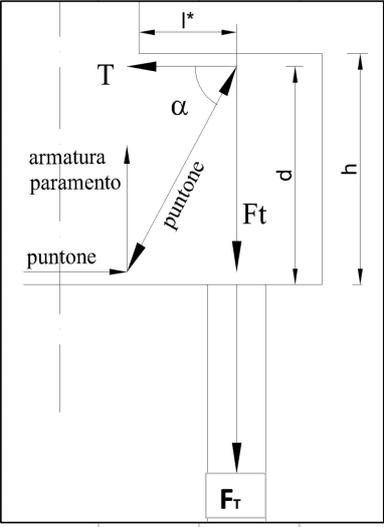
Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione longitudinale (parallela all'asse impalcato).

Armatura disposta

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

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*	1.65	m	distanza tra paramento e baricentro Palo
b	2.2	m	larghezza mensola (larghezza di diffusione)
H _{terreno retro}	7.05	m	Altezza terreno su retrozattera
H _{terreno avan}	0.65	m	Altezza terreno su avanzattera
b1	5.25	m	Lunghezza retrozattera
b3	2.65	m	Lunghezza avanzattera
F _t	1219	kN	Forza di Trazione nel 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 _{j0}	0.4		Coeff. di combinazione frequente Carichi Stradali
P.p Terreno	1629	kN	Peso Proprio Terreno gravante su Retrozattera
P.p Fondazione	462	kN	Peso Proprio Fondazione gravante su Retrozattera
Carico stradale	46	kN	Carico Stradale gravante su Retrozattera
F _T	3356	kN	Azione Assiale a Trazione di Verifica
l* = l* + c	1.69	m	
z = d - c	1.52	m	
α = arctan(z/l**)	41.97	°	
T = F _t / tanα	3731	kN	
As,min	9535	mm ²	
n	44		
Φ	26	mm	
As	23361	mm ²	
Verifica tirante	OK		
P = F _t / senα	5018	kN	
f _{cd}	15.87	MPa	
Φ _{punt} = Φ _{perforo} * senα	0.67	m	
N _{rd} = f _{cd} * π * Φ ² puntone / 4	5573	kN	
Verifica puntone	OK		



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

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)	13350				
armatura trasversale inferiore					
armatura principale			armatura di ordine 2		
Φ (mm)	n	passo (mm)	Φ (mm)	n	passo (mm)
26	134	100	26	134	100
B (mm)	A_{ct} (mm ²)	$A_{s,min}$ (mm ²)	A_{disp} (mm ²)	VERIFICA	
13350	10680000	49201	141758	OK	

5.2.4 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] = 1.71
 B_{paragh} [m] = 0.45

Caratteristiche Terreno

γ = 20 kN/mc
 Φ = 35 ° = 0.611 rad
 k_0 = 0.43
 $h_{terreno\ spinta}$ = 1.96 m

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

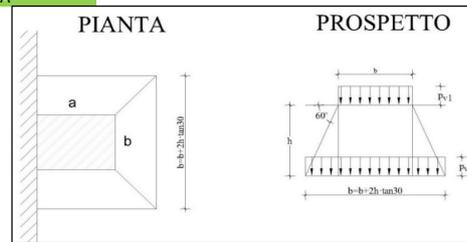
N 19.24 kN/m

2) Spinta Terreno

S_t 16.38 kN/m --> spinta distribuita
 M_t 10.70 kNm/m --> momento distribuito

3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo



30 [°]
 0.524 [rad]

Carichi

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

Impronta di Carico

a 2.20 m
 b 3.00 m
 a' 3.33 m
 b' 5.26 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) 43.22 MPa
 σ_1 (orizzontale) 42.60 MPa
 σ_2 (orizzontale) 18.43 MPa

Azioni

S_{H2} 36.12 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
 S_{H1} 23.69 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
 S_H 59.81 kN/m --> spinta totale
 M_{SH} 66.35 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 28.04 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{paragh}$)
 M_f 47.94 kNm/m --> momento distribuito

Azioni caratteristiche nella sezione di incastro

C.C.	N_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
C1	19	0	0
C2	0	16	11
C3.1	0	60	66
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]	19	424	19	319	19	19
V_{Ed} [kN/m]	103	121	76	89	61	16
M_{Ed} [kNm/m]	104	146	77	108	60	11

Figura 5-16. Riepilogo sollecitazioni sul Paraghiaia

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura Longitudinale: (1+1)Ø16/20 cm
- Armatura Verticale: (1+1)1Ø16/20 cm
- Spilli: 1Ø12/40x40 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.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	450	mm altezza	5	16	1005	59
c =	35	mm coprifer.			-	
N_{Ed} positivo di compressione			5	16	1005	391
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione					-	
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	2011	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
SLU	incastro paramento	19.00	146.00	121.00	160.00	1.10
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]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
SLU	incastro paramento	177.25			177.25	1.46
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	19.00	108.00	6.01	290.80	
QP	incastro paramento	19.00	11.00	0.61	21.38	
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	19.00	60.00	3.35	157.30	
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	19.00	11.00	0.61	21.38	

5.3 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

Il progetto prevede il rinforzo delle spalle della struttura originaria ponendo in opera micropali ad andamento sub-orizzontale, vincolati al paramento di spalla, con funzione di tiranti passivi.

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_n -T, dove:

δ_n = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a 15° - 20°);

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:

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

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:

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

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

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

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

Il punto di incontro tra le curve di rigidità della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidità 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.

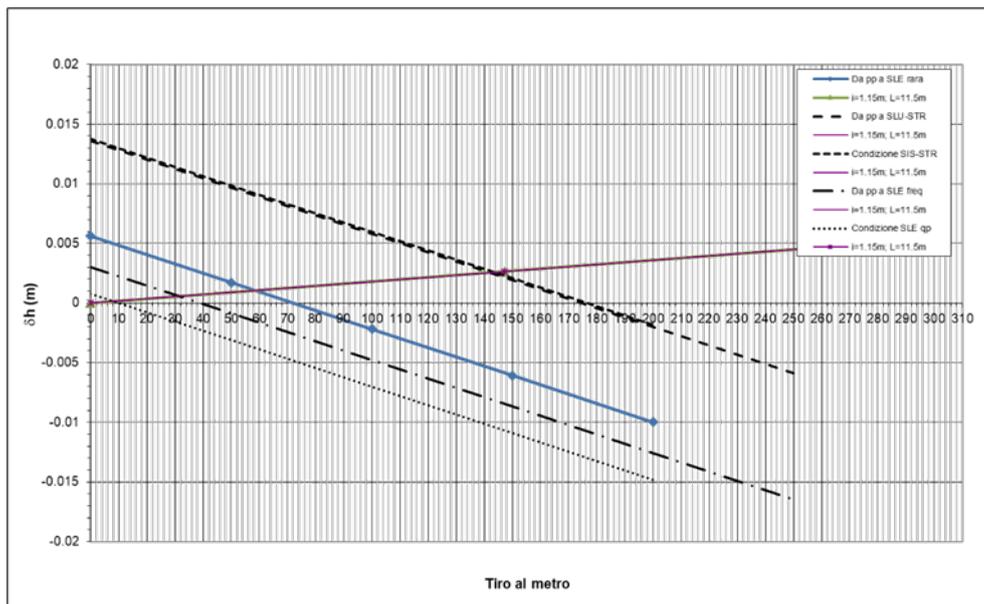


Figura 5-17 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

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

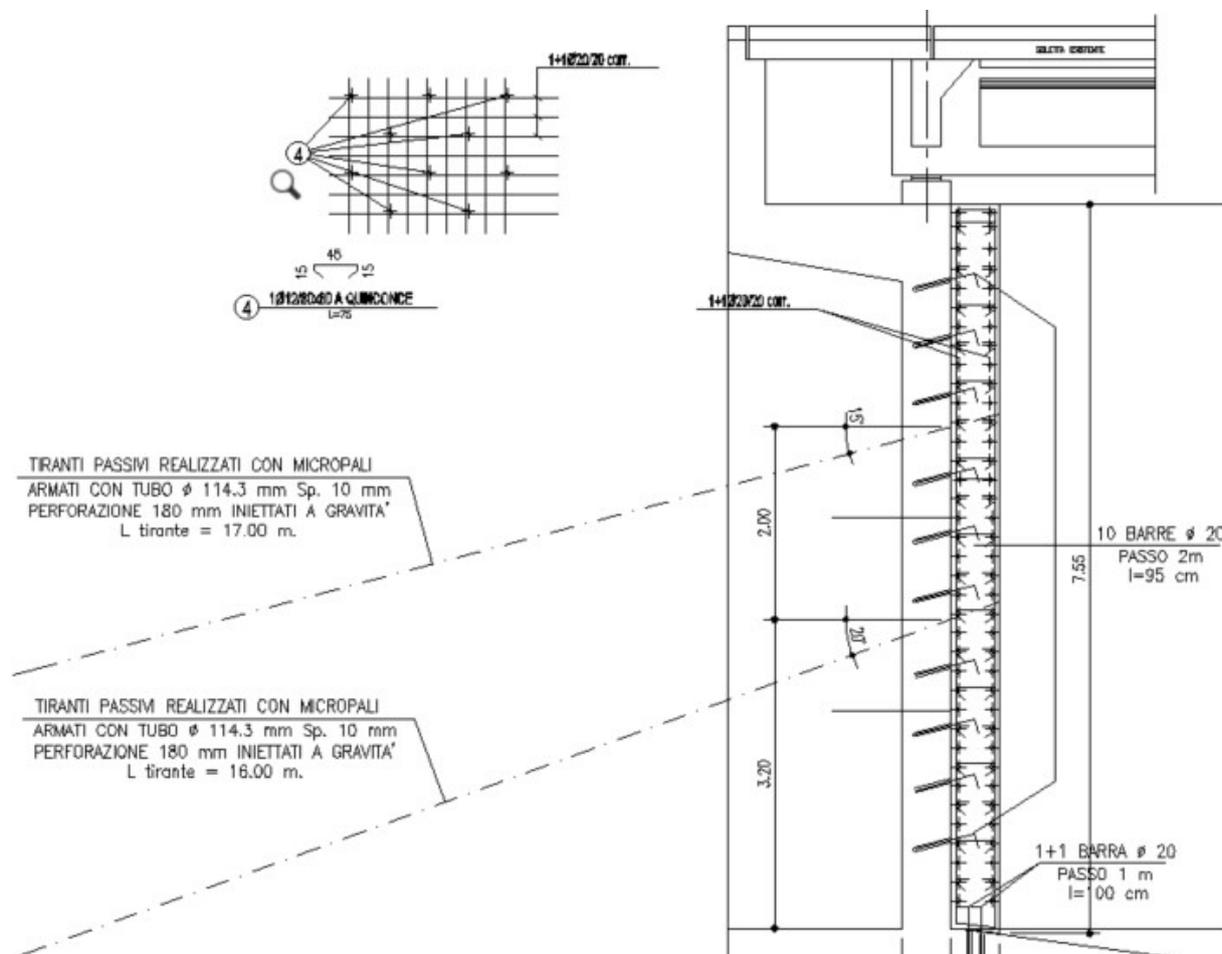


Figura 5-18. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

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.

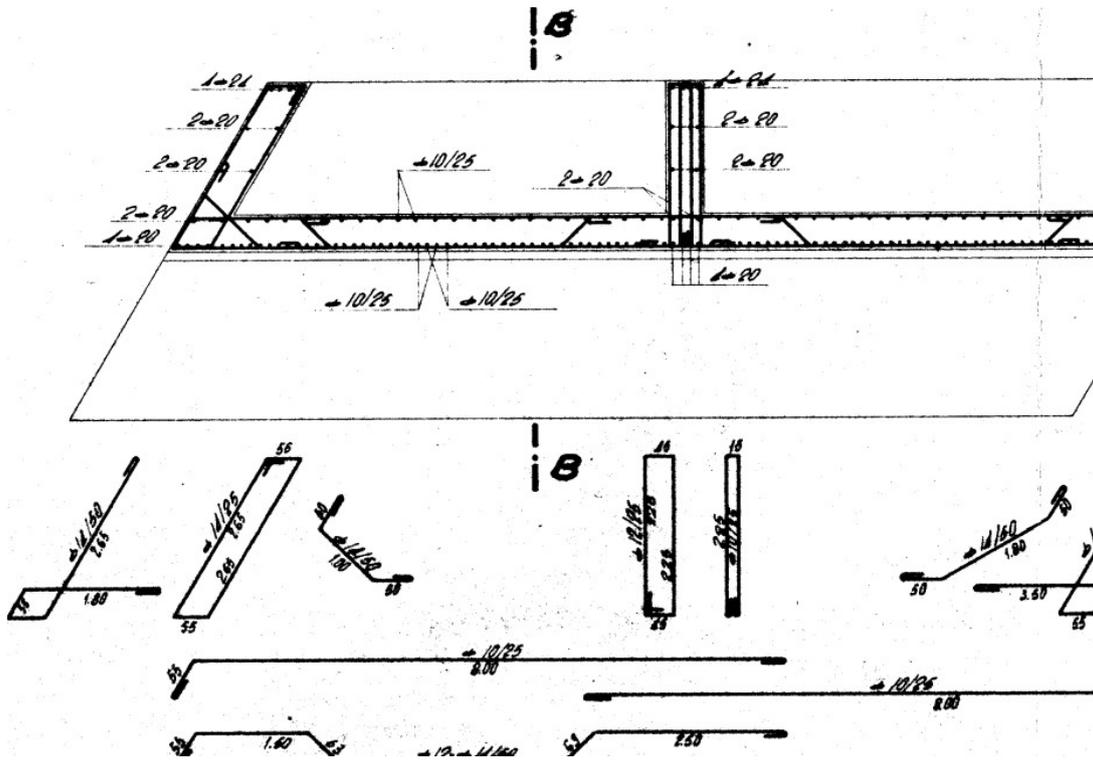


Figure 5.3 Documento as-built “Sottovia Interconnessione 6 dell’autostrada A14 al km 14+490” – Sezione orizzontale con armature spalla.

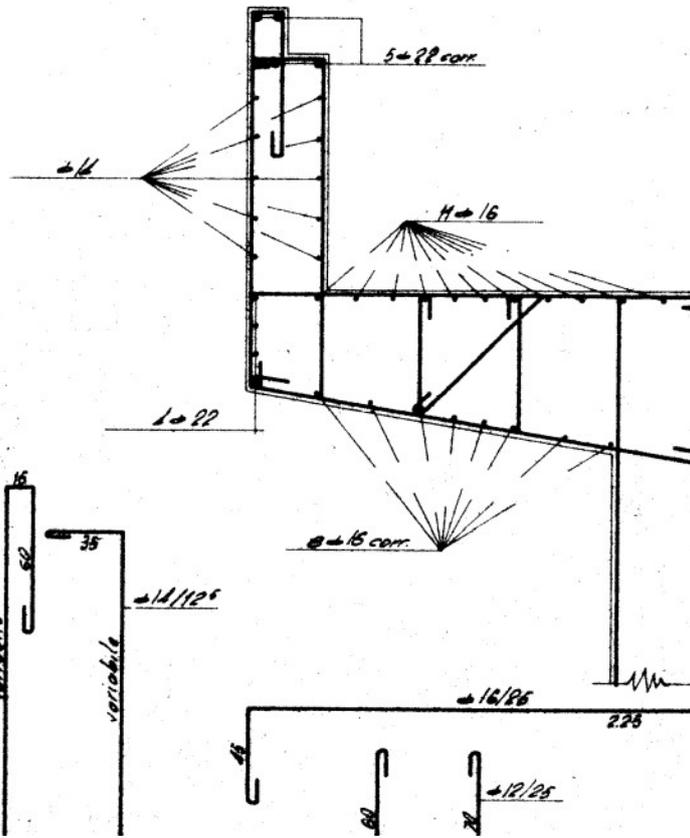


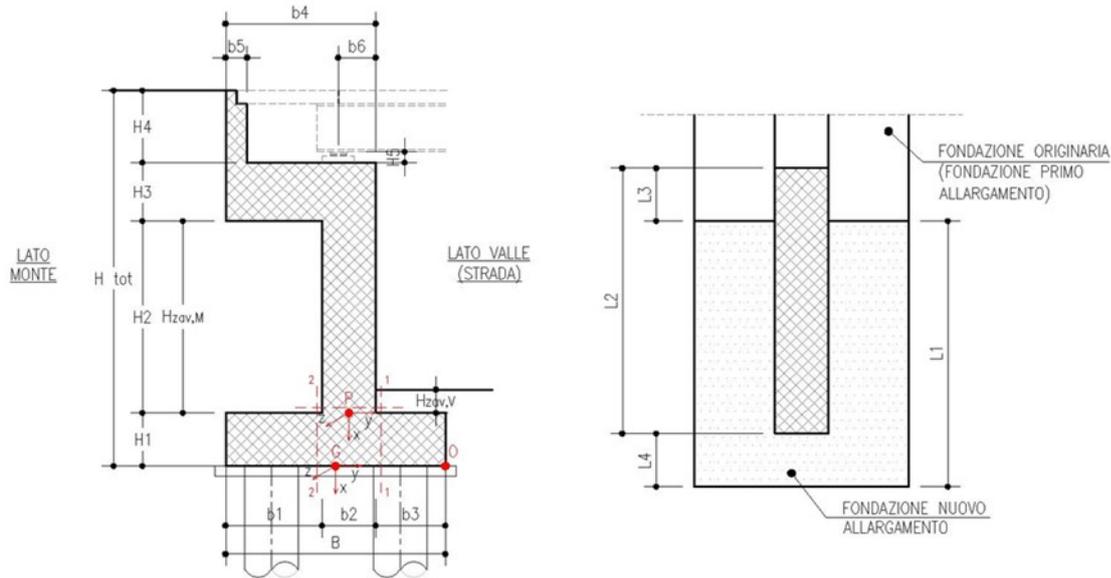
Figure 5.4 Documento as-built “Sottovia Interconnessione 6 dell’autostrada A14 al km 14+490” – Sezione trasversale con armature paraghiaia.

5.3.1 Geometria di verifica

SPALLA ANALIZZATA				
CARREGGIATA	SUD		FONDAZIONE	DIRETTA
DIREZIONE	RIMINI		CARICHI DA IMPALCATO	SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento				
L1		13.38	[m]	Larghezza zattera
L2		13.38	[m]	Larghezza paramento
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera
B		4.60	[m]	Lunghezza zattera
b1		1.60	[m]	Lunghezza retrozattera
b2		1.20	[m]	Spessore equivalente paramento + placcaggio
b3		1.80	[m]	Lunghezza avanzzattera
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a. (compreso placcaggio)
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia
b6		0.85	[m]	Distanza asse appoggi da filo placcaggio (lato strada)
H _{TOT}		10.05	[m]	Altezza totale
H1		1.00	[m]	Spessore zattera
H2		6.85	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia
H3		0.65	[m]	Spessore cordolo in c.a.
H4		1.55	[m]	Altezza paraghiaia
H5		0.35	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)
H _{zav M}		6.85	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)
H _{zav V}		0.20	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)
Geometrie dell'impalcato in ampliamento				
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.		
B _{tot}		24.75	[m]	Larghezza Totale Impalcato
B _{imp}		13.38	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi
L _{imp}		20.50	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)
n _T		4.00		Numero travi principali
i _T		3.00	[m]	Interasse travi principali
A _T		0.58	[m ²]	Sezione trave principale
L _{tr}		9.00	[m]	Lunghezza traversi
n _{tr}		4.00		numero traversi compresi quelli di testata
A _{tr}		0.21	[m ²]	sezione trasverso
H _{sol}		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.
H _{pav}		0.10	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi
H _{cord sic}		0.15	[m]	altezza cordolo sicurvia
B _{cord sic}		0.50	[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 palificata



Caratteristiche dei materiali					
γ_{cls}		25	[kN/m ³]		
γ_{steel}		78.5	[kN/m ³]		
γ_{pav}		22	[kN/m ³]		
q		20	[kN/m ²]	sovraccarico accidentale da traffico	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m ³]		
φ' (M1)		35	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)					
$\gamma_{terreno}$		19	[kN/m ³]		
φ		26	[°]		
c'		0	[kPa]		
c_u		256	[kPa]	coesione non drenata equivalente - valutata su terreno avente caratteristiche migliorate se in presenza di pali tipo FRANKI	

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

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

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

PLINTO DI FONDAZIONE			
<i>Dimensioni geometriche</i>			
L	13.38	[m]	
B	4.60	[m]	
A_{pl}	61.55	[m ²]	
<i>Caratteristiche terreno</i>			
φ'	26	[°]	
c'	0	[kPa]	
$C_{u,pl}$	130	[kPa]	per strati superficiali - da Relazione Geologica Generale
PALI TIPO FRANKI			
<i>Dimensioni geometriche</i>			
Tipo	\varnothing [mm]	A_i [m ²]	n [-]
1	500	0.196	20
2	420	0.139	0
A_{pali}	3.93	[m ²]	
$C_{u,pali}$	2110	[kPa]	coesione equivalente dei pali
COESIONE NON DRENATA EQUIVALENTE - TERRENO CON CARATTERISTICHE MIGLIORATE			
$C_{u,eq} = (C_{u,pl} \times (A_{pl} - A_{pali}) + C_{u,pali} \times A_{pali}) / A_{pl}$			
$C_{u,pali}$	256	[kPa]	

Località:		Opera 93T (Rampa interconnessione 6)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:		CU	IV		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_C^* [sec]	F_0
	SLV	949	0.212	0.309	2.439
Categoria di sottosuolo:			D		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.63	1.00	0.345
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.107		
Coefficiente sismico verticale		k_v	0.053		
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	6.44	0.11			
$\varphi - M1$	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	5.79	0.10			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.33				

5.3.2 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 APOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN FONDAZIONE		SOLLECITAZIONI VERIFICA FONDAZIONE		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-8.85	-0.35	102	0	36
Cordolo	-8.85	-0.35	1	0	1
FOA	-8.85	-0.35	0	0	0
Guardrail	-8.85	-0.35	1	0	0
Pavimentazione	-8.85	-0.35	22	0	8
Vento	-8.85	-0.35	0	0	0
Neve	-8.85	-0.35	0	0	0
Tandem 1	-8.85	-0.35	89	0	31
Tandem 2	-8.85	-0.35	0	0	0
Distribuito	-8.85	-0.35	40	0	14
Frenatura	-8.85	-0.35	0	17	-149
Resistenza passiva dei vincoli	-8.85	-0.35	0	6	-56
Sisma dir. orizz.	-8.85	-0.35	0	31	-271
Sisma dir. vert.	-8.85	-0.35	8	0	3

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

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesì propri - strutturali e non							
Descrizione	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Fondazione	-0.50	0.00	115.00	0.00	0.00		
Paramento	-4.43	-0.10	205.50	0.00	20.55		
Cordolo in c.a.	-8.18	-0.90	45.50	0.00	40.95		
Paraghiaia	-9.28	-2.10	15.50	0.00	32.55		
Zavorra lato valle	-1.10	1.40	7.20	0.00	-10.08		
TOTALE			389	0	84		
(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	-4.43	-1.50	219	0	329		
(C3): Spinta delle terre - attiva							
			H_{SPINTA} [m]	10.05			
Comb.	k_a	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-3.35	0.00	0	274	-917	
(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	-1.50	32	0	48		
Componente orizzontale	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Sovr. accidentale (4b) M1	-5.03	0.00	0	54	-274		
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.107			
			k_v	0.053			
Sisma diretto verso l'alto: - k_v							
Descrizione	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Fondazione	-0.50	0.00	-6.14	12.28	-6.14		
Paramento	-4.43	-0.10	-10.97	21.95	-98.21		
Cordolo in c.a.	-8.18	-0.90	-2.43	4.86	-41.91		
Paraghiaia	-9.28	-2.10	-0.83	1.66	-17.09		
Zavorra a tergo	-4.43	-1.50	-11.70	23.41	-121.14		
Zavorra lato valle	-1.10	1.40	-0.38	0.77	-0.31		
TOTALE			-32	65	-285		
Sisma diretto verso il basso: + k_v							
Descrizione	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]		
Fondazione c.a.	-0.50	0.00	6.14	12.28	-6.14		
Paramento c.a.	-4.43	-0.10	10.97	21.95	-96.02		
Cordolo in c.a.	-8.18	-0.90	2.43	4.86	-37.54		
Paraghiaia in c.a.	-9.28	-2.10	0.83	1.66	-13.62		
Zavorra a tergo	-4.43	-1.50	11.70	23.41	-86.03		
Zavorra lato valle	-1.10	1.40	0.38	0.77	-1.38		
TOTALE			32	65	-241		
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - k_v							
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	273.71	321.02	47	-5.03	-238
Sisma diretto verso il basso: + k_v							
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	273.71	349.62	76	-5.03	-381

5.3.3 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			C4b			C4c		
	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	
Impalcato	327	0	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	89	0	31
Sottostruttura	389	0	84	219	0	329	0	274	-917	32	0	48	0	54	-274	9	0	0
Totale	515	0	128	219	0	329	0	274	-917	32	0	48	0	54	-274	89	0	31

	C4d			C4e			C5			C6			C7			C8		
	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	
Impalcato	0	0	0	40	0	14	0	17	-149	0	6	-56	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	40	0	14	0	17	-149	0	6	-56	0	0	0	0	0	0

	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]	R _s [kN/m]	R _s [kN/m]	M _s [kNm/m]
Impalcato	-8	31	-274	8	31	-268	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-32	65	-285	32	65	-241	0	47	-238	0	76	-381
Totale	-41	96	-559	41	96	-509	0	47	-238	0	76	-381

5.3.4 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. Le verifiche strutturali sono condotte unicamente in riferimento alle combinazioni STR.

Carico	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
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												
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}	915	1035	1132	1209	1070	1147	980	1057	735	909	846	756
V _{Ed}	452	452	452	452	474	474	474	474	452	452	474	474
M _{Ed}	-1181	-1001	-1055	-940	-1278	-1163	-1309	-1194	-1226	-1165	-1387	-1419

	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}	807	775	726	694	735	895	817	849	735	841	735	767	[kN/m]
V _{Ed}	462	462	434	434	335	335	351	351	321	321	291	291	[kN/m]
M _{Ed}	-1443	-1461	-1349	-1367	-790	-696	-909	-861	-721	-656	-571	-552	[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).

5.3.5 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.3.5.1 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}	915	1035	1132	1209	1070	1147	980	1057	735	909	846	756
V _{Ed}	337	357	351	363	343	356	340	353	332	339	332	328
M _{Ed}	-586	-508	-530	-479	-596	-546	-612	-561	-604	-580	-647	-657

	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	
	807	775	726	694	735	895	817	849	735	841	735	767	[kN/m]
	317	315	305	303	291	302	290	297	289	295	283	285	[kN/m]
	-686	-694	-678	-686	-564	-525	-593	-577	-555	-522	-528	-520	[kNm/m]

5.3.5.2 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).

L'analisi strutturale è condotta:

- utilizzando uno schema statico di mensola incastrata per la verifica dell'avanzaterra;

	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]	915	1035	1132	1209	1070	1147	980	1057	735	909	846	756
M _{Ed} [kNm/m]	586	508	530	479	596	546	612	561	604	580	647	657
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	0.64	0.49	0.47	0.40	0.56	0.48	0.62	0.53	0.82	0.64	0.76	0.87
	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	e>(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	e>(B/6)
σ _N [kN/m ²]	198.90	224.97	246.10	262.78	232.58	249.26	213.03	229.71	159.69	197.50	183.98	164.43
σ _M [kN/m ²]	166.07	143.96	150.20	135.82	169.13	154.75	173.49	159.11	171.20	164.58	183.51	186.35
σ _A [kN/m ²]	364.97	368.93	396.31	398.60	401.71	404.01	386.52	388.82	330.89	362.08	367.49	350.78
σ _B [kN/m ²]	32.83	81.01	95.90	126.96	63.45	94.52	39.54	70.61	-11.52	32.92	0.47	-21.92
u [m]	1.66	1.81	1.83	1.90	1.74	1.82	1.68	1.77	1.48	1.66	1.54	1.43
σ _A * [kN/m ²]	364.97	368.93	396.31	398.60	401.71	404.01	386.52	388.82	331.32	362.08	367.49	352.34
σ _B * [kN/m ²]	32.83	81.01	95.90	126.96	63.45	94.52	39.54	70.61	0.00	32.92	0.47	0.00

	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]	807	775	726	694	735	895	817	849	735	841	735	767
M _{Ed} [kNm/m]	686	694	678	686	564	525	593	577	555	522	528	520
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	0.85	0.90	0.93	0.99	0.77	0.59	0.73	0.68	0.76	0.62	0.72	0.68
	e>(B/6)	e>(B/6)	e>(B/6)	e>(B/6)	e>(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]	175.51	168.51	157.85	150.86	159.69	194.65	177.68	184.64	159.69	182.90	159.69	166.68
σ _M [kN/m ²]	194.64	196.88	192.34	194.58	160.01	148.82	168.06	163.57	157.34	148.04	149.63	147.39
σ _A [kN/m ²]	370.15	365.39	350.20	345.44	319.70	343.48	345.74	348.21	317.03	330.94	309.32	314.07
σ _B [kN/m ²]	-19.14	-28.37	-34.49	-43.72	-0.33	45.83	9.62	21.07	2.35	34.86	10.05	19.29
u [m]	1.45	1.40	1.37	1.31	1.53	1.71	1.57	1.62	1.54	1.68	1.58	1.62
σ _A * [kN/m ²]	371.25	368.00	354.43	352.85	319.70	343.48	345.74	348.21	317.03	330.94	309.32	314.07
σ _B * [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	45.83	9.62	21.07	2.35	34.86	10.05	19.29

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	45	40	-0.90	-0.80	-41	-32
Zavorra lato 1	7	0	-0.90	0.00	-6	0
Totale	52	40			-47	-32

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Zavorra lato 2	219	-0.80	-175

(C4): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	32.00	-0.80	-25.60

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

k _h	0.107
k _v	0.053

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-2	-2	-0.90	-0.80	2	2
Zavorra lato 1	0	0	-0.90	0.00	0	0
Totale	-3	-2			3	2

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Zavorra lato 2	-12	-0.80	9

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	2	2	-0.90	-0.80	-2	-2
Zavorra lato 1	0	0	-0.90	0.00	0	0
Totale	3	2			-3	-2

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Zavorra lato 2	12	-0.80	-9

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
σ ₁ [kN/m ²]	235.00	256.26	278.76	292.31	269.35	282.90	250.75	264.30	196.82	233.28	223.87	204.63
σ ₂ [kN/m ²]	148.35	181.15	200.39	221.45	181.11	202.16	160.23	181.29	107.16	147.41	128.13	106.15
H ₁ [kN/m]	540	563	608	622	604	618	574	588	475	536	532	501
M ₁ [kNm/m]	521	537	579	588	579	589	553	563	464	517	518	491
H ₂ [kN/m]	145	210	237	279	196	237	160	202	77	144	103	69
M ₂ [kNm/m]	91	146	167	203	131	167	102	138	37	91	55	30

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]	-470	-492	-537	-551	-533	-548	-503	-517	-423	-484	-480	-449
M _{Ed,1} [kNm/m]	458	473	515	525	516	526	489	499	417	470	471	444

H _{Ed,2} [kN/m]	-128	-183	-79	-114	-121	-156	-157	-192	-182	-115	-156	-191
M _{Ed,2} [kNm/m]	-127	-168	-86	-112	-122	-148	-151	-177	-171	-116	-152	-178

(C9): Reazioni terreno

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
σ ₁ [kN/m ²]	217.60	210.76	198.73	191.38	194.47	227.01	214.22	220.20	193.89	215.08	192.21	198.72
σ ₂ [kN/m ²]	115.17	105.94	94.93	83.73	110.99	149.36	126.53	134.85	111.80	137.84	114.15	121.82
H ₁ [kN/m]	530	521	498	490	463	513	504	512	460	491	451	462
M ₁ [kNm/m]	518	511	490	484	450	494	489	495	447	474	438	447
H ₂ [kN/m]	78	64	52	39	89	156	109	125	91	138	99	113
M ₂ [kNm/m]	35	26	19	12	47	103	62	76	50	89	57	68

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]	-475	-466	-448	-440	-411	-461	-452	-459	-408	-439	-399	-409
M _{Ed,1} [kNm/m]	469	462	446	440	403	447	442	448	400	427	391	400

H _{Ed,2} [kN/m]	-190	-197	-211	-218	-171	-135	-150	-166	-168	-145	-160	-153
M _{Ed,2} [kNm/m]	-179	-183	-192	-193	-160	-130	-145	-157	-158	-138	-150	-144

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE					
Sezione 1 - lato valle (AVANZATTERA)					
Sezione 2 - lato strada (RETROZATTERA)					
Momenti positivi tendono fibre inferiori					
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	-423			
	MIN H _{Ed}	-551			
	MAX M _{Ed}	526	448	427	400
	MIN M _{Ed}	417	403	400	391
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-79			
	MIN H _{Ed}	-218			
	MAX M _{Ed}	-86	-130	-138	-144
	MIN M _{Ed}	-193	-160	-158	-150

5.3.5.3 Verifica strutturale dell'avanzattera (sezione 1)

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

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø14/25cm
- Armatura inferiore: Ø24/12.5cm + Ø30/25cm
- Armatura a taglio: Ø12/(12.5cm x 45cm)

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: 93T_Verifica a flessione

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

Titolo : 93T_Verifica plinto fondazione_Sez.1

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3,2
2	64,47	96

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 - Acciaio snervato

Materiali

acciaio an	cls anni 60
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f _{yd} 337,9 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

Calcola MR

• 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] =	28.43	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	337.90	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1000	Altezza della sezione	
d [mm] =	960	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	45	inclinazione armatura	0.78539816
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cot\alpha$ =	1		
$\cot\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	5928.70	Resistenza a compressione bielle $= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot\theta^2)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	904.78	Ø12/12.5	area staffe
s [mm] =	450		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1452.80	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1452.80	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	551.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

5.3.5.4 Verifica strutturale della retrozattera (sezione 2)

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

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø14/25cm
- Armatura inferiore: Ø24/12.5cm + Ø30/25cm

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: 93T_Verifica a flessione

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

Titolo : 93T_Verifica plinto fondazione_Sez.1

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3,2
2	64,47	96

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -193 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 acciaio an cls anni 60
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 337,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰

M_{xRd} -212,1 kN m
 σ_c -28,43 N/mm²
 σ_s 337,9 N/mm²

Metodo S.L.U.
 Tipo fles Retta

Calcola MR

• Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018		
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
R_{ck} [MPa] =		f_{ck} [MPa] =
f_c [MPa] =	28.43	da indagini
f_{ctk} [MPa] =		
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)
f_y [MPa] =	337.90	da indagini
<i>Condizione di verifica</i>		
H [mm] =	1000	Altezza della sezione
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe
ϕ_{long} [mm] =	14	Diametro barre longitudinali
n_{barre_long}	4.00	Numero barre longitudinali
d [mm] =	968	Altezza utile della sezione
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.45	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2
A_{sl} [mmq]=	615.75	Area armatura longitudinale in trazione
ρ_l =	0.0006	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$
v_{min} =	0.3274	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$
Calcolo del contributo della sezione compressa		
A_c [mmq] =	1000000	Area della sezione
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.00	tensione nella sezione
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	5.69	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] =	205.85	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	316.90	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$
V_{Rd} [kN] =	316.90	Resistenza di progetto
V_{Sdu} [kN] =	218.00	Sollecitazione di progetto SLU
	Verificato	

5.3.6 Analisi strutturale del paramento

5.3.6.1 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 <u>PARAMENTO</u>		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-7.85	-0.25	102	0	26
Cordolo	-7.85	-0.25	1	0	0
FOA	-7.85	-0.25	0	0	0
Guardrail	-7.85	-0.25	1	0	0
Pavimentazione	-7.85	-0.25	22	0	5
Vento	-7.85	-0.25	0	0	0
Neve	-7.85	-0.25	0	0	0
Tandem 1	-7.85	-0.25	89	0	22
Tandem 2	-7.85	-0.25	0	0	0
Distribuito	-7.85	-0.25	40	0	10
Frenatura	-7.85	-0.25	0	17	-132
Resistenza passiva dei vincoli	-7.85	-0.25	0	6	-50
Sisma dir. orizz.	-7.85	-0.25	0	31	-241
Sisma dir. vert.	-7.85	-0.25	8	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	-3.43	0.00	205.50	0.00	0.00		
Cordolo in c.a.	-7.18	-0.80	45.50	0.00	36.40		
Paraghaia	-8.28	-2.00	15.50	0.00	31.00		
TOTALE			267	0	67		
(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]	9.05			
Comb.	k_a	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-3.02	0.00	0	222	-670	
(C4): Sovraccarico accidentale							
			q [kN/m ²]	20			
Componente verticale		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	0.00	0	0	0	
Componente orizzontale		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4b)		-4.53	0.00	0	49	-222	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
			k_h	0.107			
			k_v	0.053			
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	-3.43	0.00	-10.97	21.95	-75.17		
Cordolo in c.a.	-7.18	-0.80	-2.43	4.86	-36.81		
Paraghaia	-8.28	-2.00	-0.83	1.66	-15.35		
Zavorra a tergo	-3.43	-1.40	0.00	23.41	-80.18		
TOTALE			-14	52	-208		
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.	-3.43	0.00	10.97	21.95	-75.17		
Trave in c.a.	-7.18	-0.80	2.43	4.86	-32.92		
Paraghaia in c.a.	-8.28	-2.00	0.83	1.66	-12.04		
Zavorra a tergo	-3.43	-1.40	0.00	23.41	-80.18		
TOTALE			14	52	-200		
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k_b	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	221.95	260.32	38	-4.53	-174
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	221.95	283.50	62	-4.53	-279

5.3.6.2 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nella sezione P

Sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, vengono considerate 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	127	0	32	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	267	0	67	0	0	0	0	222	-670	0	0	0
Totale	393	0	99	0	0	0	0	222	-670	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	89	0	22	0	0	0	40	0	10
Sottostruttura	0	49	-222	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	49	-222	89	0	22	0	0	0	40	0	10
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	17	-132	0	6	-50	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	17	-132	0	6	-50	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	-8	31	-243	8	31	-239	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-14	52	-208	14	52	-200	0	38	-174	0	62	-279
Totale	-22	83	-450	22	83	-439	0	38	-174	0	62	-279

5.3.6.3 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. Le verifiche strutturali sono condotte unicamente in riferimento alle combinazioni STR.

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).

Azioni di calcolo definite in assenza 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} [kN/m]	531	705	643	553	393	567	505	415	441	397
V _{Ed} [kN/m]	374	374	397	397	374	374	397	397	382	359
M _{Ed} [kNm/m]	-1137	-1093	-1287	-1309	-1172	-1128	-1321	-1344	-1376	-1282

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]	393	522	476	409	393	476	393	419
V _{Ed} [kN/m]	277	277	294	294	265	265	238	238
M _{Ed} [kNm/m]	-842	-810	-953	-970	-787	-766	-665	-658

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]	4.20	da sezione incastro paramento								
i _{tiranti} [m]	1.15									
n _{tiranti}	12.00									
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T _{Ed} [tiro/m]	111	105	134	137	116	109	138	142	142	126
V _{-TED} [kN/m]	114	108	138	141	120	112	142	146	146	130
M _{-TED} [kNm/m]	481	455	580	593	502	472	598	615	615	546

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}	531	705	643	553	393	567	505	415	441	397
V _{Ed}	260	269	263	260	258	265	259	255	240	233
M _{Ed}	-656	-639	-706	-716	-669	-656	-724	-729	-761	-736

Comb.	11	12	13	14	15	16	17	18
T _{Ed} [tiro/m]	42	37	59	61	31	28	8	7
V _{-TEd} [kN/m]	43	38	61	63	32	29	8	7
M _{-TEd} [kNm/m]	182	160	256	264	134	121	35	30
Azioni di calcolo definite in presenza di tiranti passivi nella sezione di incastro P								
	Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18
N _{Ed}	393	522	476	409	393	476	393	419
V _{Ed}	235	240	235	233	234	237	230	231
M _{Ed}	-660	-650	-698	-706	-652	-645	-630	-628

5.3.6.4 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: 6.50m (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale:
 - d'estremità nella nervatura: 10Ø30
 - lungo la nervatura: (2+2)Ø20
 - lato terra nell'anima: 2Ø20 + 3Ø12/25
 - lato strada nell'anima: 4Ø24 + Ø12/12.50
 - lato terra nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
 - lato strada nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
- Armatura a taglio: staffe (Ø10+Ø12)/25

Si riportano di seguito:

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

• Verifica a flessione in P

Verifica C.A. S.L.U. - File: 93T_Verifica a flessione_paramento (P)

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

Titolo : 93T_Verifica paramento_Sezione P

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	650	50	2	18,85	35
2	650	50	3	72,38	54
3	50	180	4	87,71	96
			5	6,28	154,8
			6	6,28	214,8
			7	70,69	274,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 2555 0 kN
 M_{xEd} 4945 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

Materiali acciaio an cls anni 60

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 337,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E 200.000 N/mm² f_{yk} 337,9 N/mm²

M_{xRd} 14.971 kN m
 σ_c -28,43 N/mm²
 σ_s 337,9 N/mm²

Metodo S.L.U.
 Tipo fles Retta

Calcola MR

• Verifica a taglio in P (si trascura il placcaggio)

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] =	28.43	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	337.90	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	2300	Altezza della sezione	
d [mm] =	2268	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] =	14006.55	Resistenza a compressione bielle = $0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	383.27	staffe $\varnothing 12 + \varnothing 10$	area staffe
s [mm] =	250		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	2617.09	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	2617.09	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1748.00	Sollecitazione di progetto SLU	
Verificato			

5.3.6.5 Verifica strutturale del paramento – sezione T

Le tabelle seguenti mostrano le sollecitazioni caratteristiche agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T), a circa 4.20m 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	127	0	32	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	141	0	67	0	0	0	0	64	-103	0	0	0
Totale	267	0	99	0	0	0	0	64	-103	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	89	0	22	0	0	0	40	0	10
Sottostruttura	0	26	-64	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	26	-64	89	0	22	0	0	0	40	0	10

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	17	-61	0	6	-23	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	17	-61	0	6	-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	-8	31	-114	8	31	-110	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-8	24	-47	8	24	-40	0	11	-27	0	18	-43
Totale	-16	54	-161	16	54	-150	0	11	-27	0	18	-43

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	1.01	0.00	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 4.2 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]	361	535	472	382	267	441	379	289	309	277
V _{Ed} [kN/m]	130	130	153	153	130	130	153	153	147	141
M _{Ed} [kNm/m]	-123	-79	-177	-200	-157	-114	-212	-235	-226	-222
h _{tiranti} [m]	4.2	da sezione incastro paramento								
i _{tiranti} [m]	1.15									
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V _{TEd} * [kN/m]	114	108	138	141	120	112	142	146	146	130
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

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]	267	396	350	283	267	350	267	293
V _{Ed} [kN/m]	96	96	113	113	90	90	75	75
M _{Ed} [kNm/m]	-91	-59	-131	-148	-75	-54	-40	-33
h _{tiranti} [m]								
i _{tiranti} [m]								
Comb.	11	12	13	14	15	16	17	18
V _{TEd} * [kN/m]	43	38	61	63	32	29	8	7
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 4.2 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}	361	535	472	382	267	441	379	289	309	277
V _{Ed}	130	130	153	153	130	130	153	153	147	141
M _{Ed}	-123	-79	-177	-200	-157	-114	-212	-235	-226	-222

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}	267	396	350	283	267	350	267	293
V _{Ed}	96	96	113	113	90	90	75	75
M _{Ed}	-91	-59	-131	-148	-75	-54	-40	-33

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: 6.50m (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale:
 - d'estremità nella nervatura: 4Ø24
 - lungo la nervatura: (2+2)Ø20
 - lato terra nell'anima: 2Ø20 + Ø10/25
 - lato strada nell'anima: 4Ø20 + Ø10/12.5
 - lato terra nel placcaggio: Ø20/20
 - lato strada nel placcaggio: Ø20/20
- Armatura a taglio:
 - staffe (Ø10+Ø12)/25

- Verifica a flessione in T

Verifica C.A. S.L.U. - File: 93T_Verifica a flessione_paramento (T)

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

Titolo : 93T_Verifica paramento_Sezione T

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	650	50
2	650	50
3	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
3	53,41	54
4	26,70	96
5	6,28	155,1
6	6,28	215,1
7	18,1	275,1

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

acciaio an cls anni 60

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

Tipo Sez
 Retta
 a T
 Retta

Metodo
 S.L.U.
 C

Tipo fles
 Retta

Calcola MB

VERIFICA A PUNZONAMENTO E.C.2	
Rif. UNI EN 1992-1-1:2005	
<i>Materiali</i>	
Rck [MPa] =	35
fck [MPa] =	29.05
fcd [MPa] =	16.46 (c.a. $g_c=1,5$)
$v = 0,6[1-f_{ck}/250]$	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] =	228.00 Forza di taglio sollecitante
v_{Ed} [MPa] =	0.78 $=\beta V_{Ed}/u_0 d$
$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd}$ [MPa]=	4.36
Verifica: $v_{Rd,max} > v_{Ed}$ Verificato	
<i>- Verifiche di resistenza per solo cls sul perimetro a 2d</i>	
$A_{s,x}$ [mm ²]=	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione x
$A_{s,y}$ [mm ²]=	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione y
$\rho_{1x} = A_{s,x}/[(A+3dx)2d]$	0.4506% Rapporto geometrico d'armatura in direzione x
$\rho_{1y} = A_{s,y}/[(B+3dy)2d]$	0.4506% Rapporto geometrico d'armatura in direzione y
$k = (1+(200/d)^{0.5}) \leq 2$	1.976
$\rho_1 = (\rho_{1x}\rho_{1y})^{0.5} \leq 0,02$	0.4506% Rapporto ideale d'armatura
$C_{Rd,c} (\gamma_c=1,5) = 0,18/\gamma_c$	0.12
$v_{min} = 0,035k^{(2/3)} f_{ck}^{0.5}$	0.2970
$V_{Ed,red}$ [kN] =	228.00 Forza di taglio sollecitante
v_{Ed} [MPa] =	0.29 $=\beta V_{Ed}/(u_1 d)$
$v_{Rd,c}$ [MPa] =	0.56 $= C_{Rd,c} k(100\rho_1 f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$
Verifica: $v_{Rd,c} > v_{Ed}$ Verificato	

5.3.7 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

$H_{\text{paragh}} [m] = 1.55$
 $B_{\text{paragh}} [m] = 0.40$

Caratteristiche Terreno

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
 $\Phi = 35^\circ = 0.611 \text{ rad}$
 $k_a = 0.27$
 $h_{\text{terreno spinta}} = 1.55 \text{ m}$

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

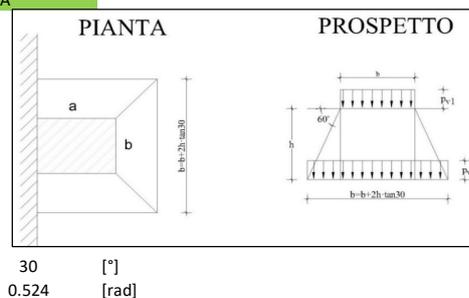
N 15.50 kN/m

2) Spinta Terreno

S_t 6.51 kN/m --> spinta distribuita
M_t 3.36 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' 3.09 m
b' 4.79 m

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

Pressioni su paraghiaia

$P_{1(\text{verticale})}$ 99.91 MPa
 $P_{2(\text{verticale})}$ 49.48 MPa
 $\sigma_{1(\text{orizzontale})}$ 27.07 MPa
 $\sigma_{2(\text{orizzontale})}$ 13.41 MPa

Azioni

S_{H2} 20.78 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
S_{H1} 10.59 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
S_H 31.37 kN/m --> spinta totale
M_{SH} 27.05 kNm/m --> momento totale

3.2) Azione di frenata

Q1k 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 29.51 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{\text{paragh}}$)
M_f 45.74 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	16	0	0
C2	0	7	3
C3.1	0	31	27
C3.2	300	30	46

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]	16	421	16	316	16	16
V_{Ed} [kN/m]	51	80	38	60	30	7
M_{Ed} [kNm/m]	41	94	30	69	24	3

Verifica C.A. S.L.U. - File: 93T_Verifica a flessione_paraghiaia

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

Titolo : 89T_Verifica paraghiaia

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	12,32	3,2
			2	12,32	36,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 421 0 kN
 M_{xEd} 94 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

M_{xRd} 224,6 kN m

σ_c -28,43 N/mm²
 σ_s 337,9 N/mm²

Materiali
 acciaio an cls anni 60
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 337,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰

Tipo Sez
 Retta
 a T
 Retta

Metodo
 S.L.U.
 C

Tipo fles
 Retta

Calcola MR

NTC 2018		
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
R_{ck} [MPa] =		f_{ck} [MPa] =
f_c [MPa] =	28.43	da indagini
f_{ctk} [MPa] =		
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)
f_y [MPa] =	337.90	da indagini
<i>Condizione di verifica</i>		
H [mm] =	400	Altezza della sezione
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe
ϕ_{long} [mm] =	14	Diametro barre longitudinali
n_{barre_long}	8.00	Numero barre longitudinali
d [mm] =	368	Altezza utile della sezione
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.74	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2
A_{sl} [mmq]=	1231.50	Area armatura longitudinale in trazione
ρ_l =	0.0033	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$
v_{min} =	0.4273	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$
Calcolo del contributo della sezione compressa		
A_c [mmq] =	400000	Area della sezione
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.00	tensione nella sezione
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	5.69	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] =	162.56	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	157.25	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$
V_{Rd} [kN] =	162.56	Resistenza di progetto
V_{Sdu} [kN] =	80.00	Sollecitazione di progetto SLU
	Verificato	

Caratteristiche geometriche								
	B1 [m]	B2 [m]	B3 [m]				H _{zav} [m]	H _{zav} [m]
B [m]	(lato strada)	(paramento)	(lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]	lato strada	lato valle
10.10	4.75	1.30	4.05	9.95	1.30	8.65	8.65	4.35
Caratteristiche terreno								
Parametro	spingente							
γ [kN/m ³]	20							
φ [°]	35							

Figura 6-3. Dimensioni geometriche muro andatore

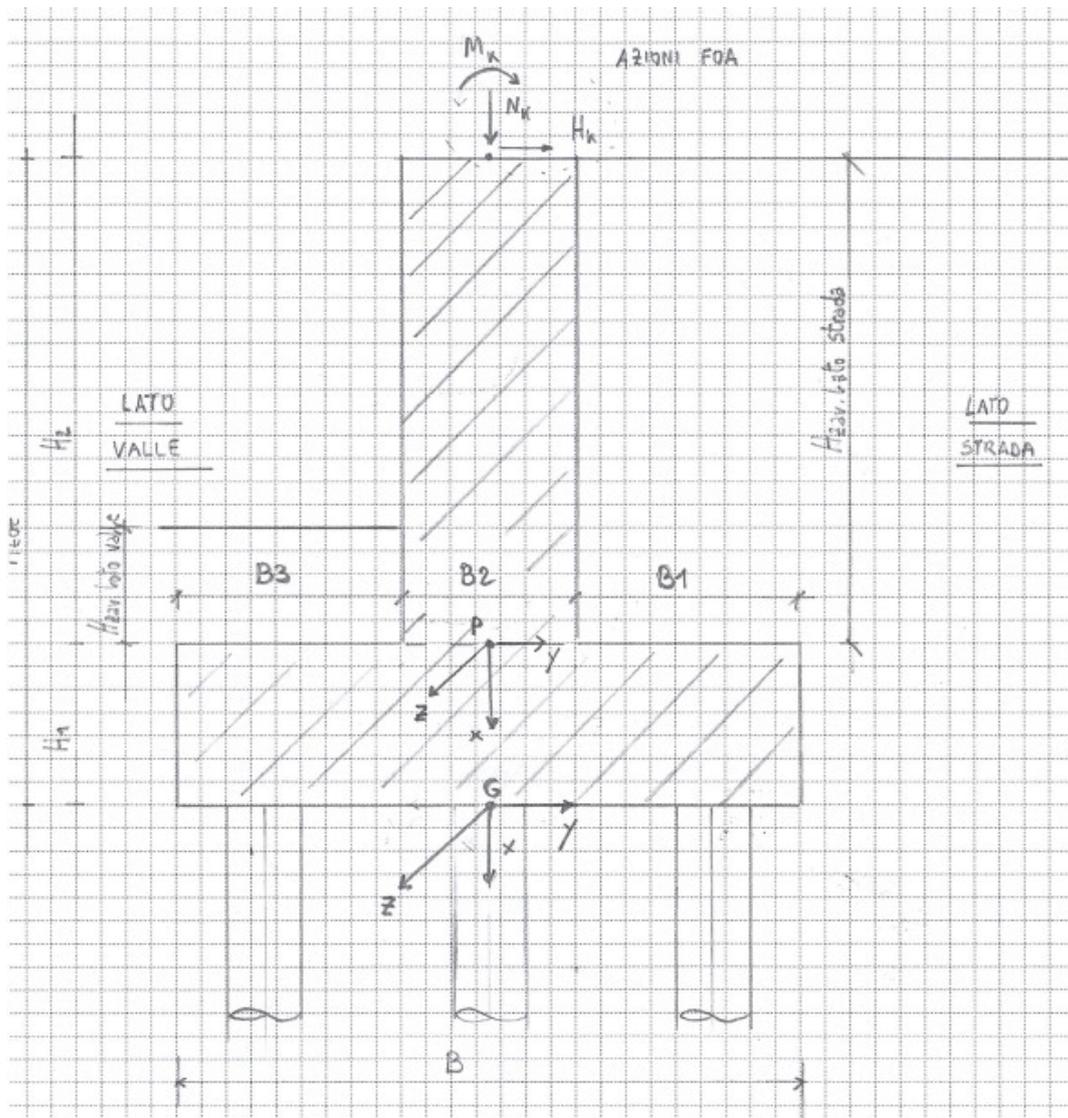


Figura 6-4. Sistema di riferimento

6.1.2 Analisi strutturale del paramento

6.1.2.1 Analisi dei carichi

Azioni delle FOA - Barriera antifonica H = 6.5m - condizioni di bordo						
Descrizione	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [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			
Neve	0.00	0.00	0.00			
Sisma +	0.47	-0.93	-3.07			
Sisma -	-0.47	-0.93	-3.07			
Urto	0.00	0.00	0.00			
Se urto su sicurvita o muro redirettivo:						
	R _y [kN/m]	0				
	H _{URTO} [m]	1.25				
(C1): Pesì propri - strutturali e non						
Descrizione	γ [kN/m ³]	R _x [kN/m]	x _p [m]	y _p [m]	M _z [kNm/m]	
Paramento c.a.	25	281.13	-4.33	0.00	0.00	
FOA		8.72	-8.65	0.00	-2.13	
Totale		290			-2	
(C3): Spinta delle terre - riposo						
		H _{SPINTA} [m]	8.65			
Comb.	γ [kN/m ³]	φ [°]	k ₀	R _y [kN/m]	x _p [m]	M _z [kNm/m]
M1	20	35	0.43	-319.06	-2.88	919.96
(C4): Sovraccarico accidentale						
		q [kN/m ²]	20			
<i>Componente orizzontale - a riposo</i>						
Comb.	R _y [kN/m]	x _p [m]	M _z [kNm/m]			
M1	-73.77	-4.33	319.06			
<i>Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare</i>						
Descrizione	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	x _p [m]	y _p [m]	M _z [kNm/m]	
FOA	-0.47	-7.06	-8.65	0.00	84.54	
(C5): Urto veicolo in svio						
H _k [kN]	H _{URTO} [m]	B _{diff} [m]	R _y [kN/m]	x _p [m]	M _z [kNm/m]	
0	1.25	10.00	0.00	-9.90	0.00	

(C6): Azione del vento		p_{VENTO} [kN/m ²]	0.00				
Descrizione	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	x_p [m]	y_p [m]	M_z [kNm/m]		
FOA	-1.13	-16.99	-8.65	0.00	203.40		
Muro redirettivo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale	-1	-17			203		
(C7): Azione della neve							
R_x [kN/m]	y_p [m]	M_z [kNm/m]					
0.00	0.00	0.00					
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non			k_h	0.3445			
			k_v	0.17225			
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	x_p [m]	y_p [m]	M_z [kNm/m]		
Paramento c.a.	-48.42	-96.85	-4.33	0.00	418.87		
Zavorra lato strada	0.00	-283.09	-4.33	2.68	1224.38		
FOA	-0.47	-0.93	-8.65	0.00	11.13		
Totale	-49	-381			1654		
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	x_p [m]	y_p [m]	M_z [kNm/m]		
Paramento c.a.	48.42	-96.85	-4.33	0.00	418.87		
Zavorra lato strada	0.00	-283.09	-4.33	2.68	1224.38		
FOA	0.47	-0.93	-8.65	0.00	11.13		
Totale	49	-381			1654		
(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	0.60	-202.76	-371.82	-169	-4.33	731
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	0.47	-202.76	-414.42	-212	-4.33	915

Figura 6-5. Analisi dei carichi agenti sul paramento da Sottostruttura

6.1.2.2 Combinazioni di calcolo

DESCRIZIONE	FOND. - VENTO DOM.		FOND. - TRAFF. DOM.		ECCEZIONALE	RARA		FREQ. V. DOM.	FREQ. T. DOM.	Q-P		SISMICA	
COMBINAZIONE	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	ECC_1	SLE_1_RARA	SLE_1_RARA	SLE_1_FREQ.	SLE_1_FREQ.	SLE_1_QP	SLE_2_QP	SISM_1	SISM_2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4 - vert.	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
C4 - oriz.	1.13	1.13	1.50	1.50	0.20	1.00	0.75	0.20	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4 - FOA	1.13	1.13	1.50	1.50	0.20	1.00	0.75	0.20	0.75	0.20	0.00	0.20	0.20
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.50	1.50	0.90	0.90	0.00	0.60	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
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
CS1 (-k _v)	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
CS1 (+k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (-k _v)	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 (+k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

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

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4 - componente verticale		
	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]
A1+M1+R3	290	0	-2	0	0	0	0	-319	920	0	0	0
RISULTANTI	C4 - componente orizzontale			C4 - FOA			C5			C6		
	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]
A1+M1+R3	0	-74	319	0	-7	85	0	0	0	-1	-17	203
RISULTANTI	C7			CS1 (-k _v)			CS1 (+k _v)			CS2 (-k _v)		
	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]
A1+M1+R3	0	0	0	-49	-381	1654	49	-381	1654	0	-169	731
RISULTANTI	CS2 (+k _v)											
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]									
A1+M1+R3	0	-212	915									

Figura 6-7. Sollecitazioni risultanti caratteristiche nella sezione di incastro del paramento

6.1.2.3 Sollecitazioni risultanti

Azioni di calcolo													
DESCRIZIONE	FOND. - VENTO DOM.		FOND. - TRAFF. DOM.		ECCEZIONALE	RARA		FREQ. V. DOM.	FREQ. T. DOM.	Q-P		SISMICA	
COMBINAZIONE	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	ECC_1	SLE_1_RARA	SLE_1_RARA	SLE_1_FREQ.	SLE_1_FREQ.	SLE_1_QP	SLE_2_QP	SISM_1	SISM_2
N _{Ed}	288	375	288	375	290	289	288	290	289	290	290	241	339
V _{Ed}	-531	-531	-551	-551	-335	-410	-397	-339	-380	-335	-334	-885	-928
M _{Ed}	1953	1952	1982	1982	999	1443	1424	1039	1221	999	982	3384	3568

Figura 6-8. Sollecitazioni di calcolo risultanti nella sezione di incastro del paramento

6.1.2.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale (monte, lato strada): 1Ø26/10 cm + 1Ø26/20 cm
- Armatura verticale (valle): 1Ø20/20 cm
- Armatura trasversale: 1Ø16/20 cm
- Spilli 1Ø12/20/40 cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 93T Verifica Flessione Paramento muro andatore su pali

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

Titolo : 93T Paramento muro andatore su pali

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6,1
2	26,55	113,8
3	53,09	123,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 241 289 kN
 M_{xEd} 3568 1221 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 3.630 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²

Materiali B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰

Tipo Sez: Retta a T Retta
 Metodo: S.L.U.
 Tipo fles: Retta

Calcola MR

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] =	1300	Altezza della sezione	
d [mm] =	1232	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] =	3466.41	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] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1533.56	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1533.56	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	928.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

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

Paramento - Sezione di incastro con fondazione						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C32/40	R _{ck} = 40	N/mm ²	f _{ck} = 32	N/mm ²	
γ _c =	1.5	α _{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	
γ _s =	1.15	e'_{se} = 1.96		f _{yd} = 391.30	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base	n.	ø(mm)	A _s (mm ²)	y (mm)
H =	1600	mm altezza	5	20	1571	61
c =	35	mm coprifer.			-	
N _{Ed} positivo di compressione			5	26	2655	1436
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore			10	26	5309	1536
				Σ	9535	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
SLU	incastro paramento	339.00	3568.00	928.00	3676.00	1.03
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	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]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
SLU	incastro paramento	569	1534.00	3466.00	1534.00	1.65
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		σ _{c,max} = 19.20	N/mm ²			
		σ _{s,max} = 360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		σ _{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	289.00	1443.00	6.12	159.70	
QP	incastro paramento	290.00	1000.00	4.30	105.00	
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			
		σ _s = 222	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
FREQ	incastro paramento	290.00	1221.00	5.21	132.70	
Comb. Quasi permanente		w _{lim} = 0.2	mm			
		σ _s = 182	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	290.00	1000.00	4.30	105.00	

6.1.3 Analisi strutturale del plinto di fondazione

6.1.3.1 Analisi dei carichi

Azioni delle FOA - Barriera antifonica H =6.5m - condizioni di bordo						
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			
Neve	0.00	0.00	0.00			
Sisma +	0.47	-0.93	-3.07			
Sisma -	-0.47	-0.93	-3.07			
Urto	0.00	0.00	0.00			
Se urto su sicurvia o muro redirettivo:	R _y [kN/m]	0				
	H _{URTO} [m]	1.25				
(C1): Pesì propri - strutturali e non						
Descrizione	γ [kN/m ³]	R _x [kN/m]	x _G [m]	γ _G [m]	M _z [kNm/m]	
Fondazione c.a.	25	328.25	-0.65	0.00	0.00	
Paramento c.a.	25	281.13	-5.63	-0.35	98.39	
Zavorra lato valle	20	352.35	-3.48	-3.03	1065.86	
FOA		8.72	-9.95	-0.35	0.93	
Totale		970			1165	
(C2): Zavorra stabilizzante						
Descrizione	γ [kN/m ³]	R _x [kN/m]	x _G [m]	γ _G [m]	M _z [kNm/m]	
Zavorra lato strada	20	821.75	-5.63	2.68	-2198.18	
(C3): Spinta delle terre - riposo						
		H _{SPINTA} [m]	9.95			
Comb.	γ [kN/m ³]	φ [°]	k ₀	R _y [kN/m]	x _G [m]	M _z [kNm/m]
M1	20	35	0.43	-422.17	-3.32	1400.20
(C4): Sovraccarico accidentale						
		q [kN/m ²]	20			
<i>Componente verticale</i>						
R _x [kN/m]	γ _G [m]	M _z [kNm/m]				
95.00	2.68	-254.13				
<i>Componente orizzontale - a riposo</i>						
		H _{SPINTA} [m]	9.95			
Comb.	R _y [kN/m]	x _G [m]	M _z [kNm/m]			
M1	-84.86	-4.98	422.17			
<i>Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare</i>						
Descrizione	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	x _G [m]	γ _G [m]	M _z [kNm/m]	
FOA	-0.47	-7.06	-9.95	-0.35	93.55	
(C5): Urto veicolo in svio						
H _k [kN]	H _{URTO} [m]	B _{diff} [m]	R _y [kN/m]	x _G [m]	M _z [kNm/m]	
0	1.25	10.00	0.00	-11.20	0.00	

(da piano stradale)

(C6): Azione del vento		p_{VENTO} [kN/m ²]	0.00				
Descrizione	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_z [kNm/m]		
FOA	-1.13	-16.99	-9.95	-0.35	225.09		
Muro redirettivo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale	-1	-17			225		
(C7): Azione della neve							
R_x [kN/m]	y_G [m]	M_z [kNm/m]					
0.00	-0.35	0.00					
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non			k_h	0.3445			
			k_v	0.17225			
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_z [kNm/m]		
Fondazione c.a.	-56.54	-113.08	-0.65	0.00	73.50		
Paramento c.a.	-48.42	-96.85	-5.63	-0.35	527.82		
Zavorra lato valle	-60.69	0.00	-3.48	-3.03	-183.59		
Zavorra lato strada	-141.55	-283.09	-5.63	2.68	1971.03		
FOA	-0.47	-0.93	-9.95	-0.35	12.18		
Totale	-308	-494			2401		
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_z [kNm/m]		
Fondazione c.a.	56.54	-113.08	-0.65	0.00	73.50		
Paramento c.a.	48.42	-96.85	-5.63	-0.35	561.72		
Zavorra lato valle	60.69	0.00	-3.48	-3.03	183.59		
Zavorra lato strada	141.55	-283.09	-5.63	2.68	1213.76		
FOA	0.47	-0.93	-9.95	-0.35	12.50		
Totale	308	-494			2045		
(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	0.60	-268.29	-491.98	-224	-4.98	1113
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	0.47	-268.29	-548.35	-280	-4.98	1393

Figura 6-9. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Sottostruttura (punto G)

6.1.3.2 Combinazioni di calcolo

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	FONDAMENTALE - VENTO DOM.			FONDAMENTALE - TRAFF. DOM.			ECCEZIONALE		RARA V. DOM.		RARA T. DOM.	
	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5	STR_6	ECC_1	ECC_2	SLE_1_RARA	SLE_2_RARA	SLE_3_RARA	SLE_4_RARA
C1	1.00	1.30	1.30	1.00	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.30	1.00	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4 - vert.	0.00	0.00	1.13	0.00	0.00	1.50	0.00	0.20	0.00	0.75	0.00	1.00
C4 - oriz.	1.13	1.13	1.13	1.50	1.50	1.50	0.20	0.20	0.75	0.75	1.00	1.00
C4 - FOA	1.13	1.13	1.13	1.50	1.50	1.50	0.20	0.20	0.75	0.75	1.00	1.00
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	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	0.60
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
CS1 (-k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	FREQ. V. DOM.		FREQ. T. DOM.		Q-P		SISMICA				
	SLE_1_FREQ.	SLE_2_FREQ.	SLE_3_FREQ.	SLE_4_FREQ.	SLE_1_QP	SLE_2_QP	SISM_1	SISM_2	SISM_3	SISM_4	
C1	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
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4 - vert.	0.00	0.20	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.20
C4 - oriz.	0.20	0.20	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
C4 - FOA	0.20	0.20	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
CS2 (-k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+k _v)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00

Figura 6-10. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica fondazione

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4 - componente verticale		
	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]
A1+M1+R3	970	0	1165	822	0	-2198	0	-422	1400	95	0	-254
RISULTANTI	C4 - componente orizzontale			C4 - FOA			C5			C6		
A1+M1+R3	0	-85	422	0	-7	94	0	0	0	-1	-17	225
RISULTANTI	C7			CS1 (-k _v)			CS1 (+k _v)			CS2 (-k _v)		
A1+M1+R3	0	0	0	-308	-494	2401	308	-494	2045	0	-224	1113
RISULTANTI	CS2 (+k _v)											
A1+M1+R3	0	-280	1393									

Figura 6-11. Sollecitazioni risultanti caratteristiche nel baricentro della fondazione (punto G)

6.1.3.3 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

Azioni di calcolo													
DESCRIZIONE COMBINAZIONE	FONDAMENTALE - VENTO DOM.			FONDAMENTALE - TRAFF. DOM.			ECCEZIONALE		RARA V. DOM.		RARA T. DOM.		
	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5	STR_6	ECC_1	ECC_2	SLE_1_RARA	SLE_2_RARA	SLE_3_RARA	SLE_4_RARA	
N _{Ed}	1790	2081	2435	1790	2082	2471	1792	1811	1791	1862	1791	1886	[kN/m]
V _{Ed}	-678	-678	-678	-702	-702	-702	-441	-441	-508	-508	-524	-524	[kN/m]
M _{Ed}	1705	2055	1109	1763	2113	1072	470	420	979	788	1018	764	[kNm/m]
DESCRIZIONE COMBINAZIONE	FREQ. V. DOM.		FREQ. T. DOM.		Q-P		SISMICA						
N _{Ed}	1792	1811	1792	1863	1792	1811	1484	1503	2100	2119	[kN/m]		
V _{Ed}	-444	-444	-491	-491	-441	-441	-1158	-1158	-1215	-1215	[kN/m]		
M _{Ed}	515	465	754	563	470	420	3984	3933	3909	3858	[kNm/m]		

Figura 6-12. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione (punto G)

6.1.3.4 Calcolo sollecitazioni nel plinto di fondazione

Le massime sollecitazioni agenti nei pali su un conchio di 2.2m sono desunte dalla relazione di calcolo geotecnica.

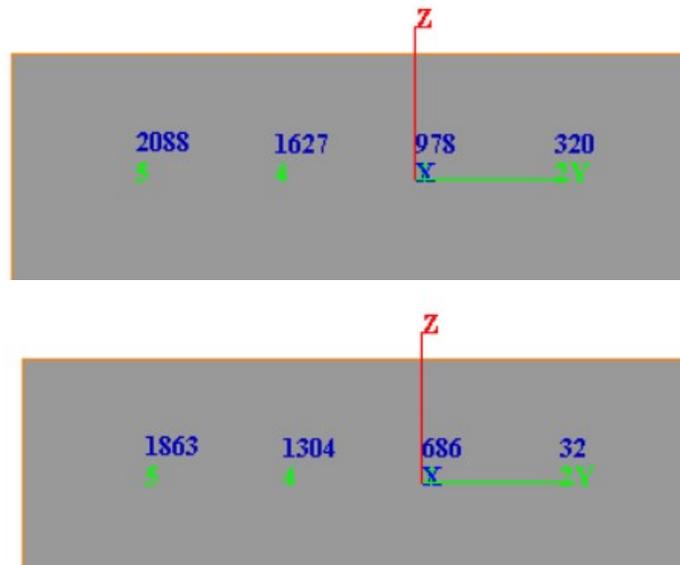


Figura 6-13. Riepilogo massime sollecitazioni assiali Pali

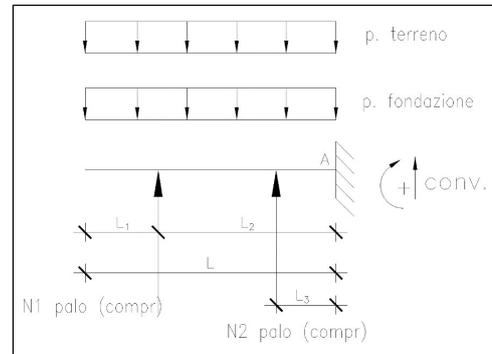
6.1.3.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera (direzione longitudinale)

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

Calcolo sollecitazioni

2 PALI COMPRESSI

DATI				
h	1.30	m	altezza suola	
L	5.35	m	lunghezza mensola	
L ₁	1.1	m		
L ₃	2.05	m		
L ₂	4.25	m	distanza tra asse palo e sezione di stacco	
i	2.20	m	interasse longitudinale/distanza di diffusione	
SLU/SLV	N _{1_palo}	-619	kN	azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{1_palo}	463	kN	azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{1_palo}	521	kN	azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{1_palo}	531	kN	azione di compressione del palo
SLU/SLV	N _{2_palo}	32	kN	azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{2_palo}	647	kN	azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{2_palo}	659	kN	azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{2_palo}	664	kN	azione di compressione del palo
	h _{terreno}	8.65	m	altezza ricoprimento suola



$$V = V_G + V_t = 1$$

$$Msd(A) = Msd(max) = N_{1_{palo_compr}} / i \times L_2 + N_{2_{palo_compr}} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2) / 2 = -619kN / 2.2m \times 4.25m + 32kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2) / 2 = -4107 \text{ kNm/m}$$

$$Vsd(A) = N_{1_{palo_teso}} / i + N_{2_{palo_compr}} / i - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times L = -619kN / 2.2m + 32kN / 2.2m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times 5.35m = -1366 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(N \text{ max pali}) = 15 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(max) = -1366 \text{ kN/m}$$

$$SLE - RARA \quad Msd(A) = N_{1_{palo_compr}} / i \times L_2 + N_{2_{palo_compr}} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2) / 2 = 463kN / 2.2m \times 4.25m + 647kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2) / 2 = -1444 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - FREQ. \quad Msd(A) = N_{1_{palo_compr}} / i \times L_2 + N_{2_{palo_compr}} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2) / 2 = 463kN / 2.2m \times 4.25m + 647kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2) / 2 = -1320 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - Q.P. \quad Msd(A) = N_{1_{palo_compr}} / i \times L_2 + N_{2_{palo_compr}} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2) / 2 = 463kN / 2.2m \times 4.25m + 647kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2) / 2 = -1296 \text{ kNm/m}$$

Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø26/10cm + 1Ø26/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø22/10cm + 1Ø22/10cm
- Armatura trasversale: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilliØ20/40x40cm

Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 93T Verifica Flessione zattera muro andatore_dir long

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

Titolo : 93T Zattera di fondazione muro andatore_dir long

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	53,09	7,3
			2	53,09	17,3
			3	38,01	112,9
			4	38,01	122,9

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -4107 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰

M_{xRd} -4.553 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²

Tipo Sez
 Retta
 a T
 Retta

Metodo
 S.L.U.

Tipo fles
 Retta

Calcola MB

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] =	35	f_{ck} [MPa] =	28
f_{cd} [MPa] =	15.87 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	1.94		
f_{ctd} [MPa] =	1.29 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1300	Altezza della sezione	
d [mm] =	1227	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] =	3020.80	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] =	785.40	$\emptyset 20/40$	area staffe
s [mm] =	400	passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	2121.30	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	2121.30	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1366.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Riepilogo verifiche

Retrozattera - Sezione di incastro con paramento							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm ²	f _{ck} =	28	N/mm ²
γ _c =	1.5	α _{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
γ _s =	1.15	ε _{se} ' =	1.96		f _{yd} =	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)	y (mm)
H =	1300	mm altezza		10	26	5309	73
c =	40	mm coprifer.		10	26	5309	173
N _{Ed} positivo di compressione				10	22	3801	1129
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore				10	22	3801	1229
				Σ		18221	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Rd} M _{Ed}	
SLU	incastro paramento	0.00	-4107.00	1366.00	-4553.00	1.11	
Taglio							
φ _{staffe} =	20	mm	α =	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]	V _{Rd} V _{Ed}	
SLU	incastro paramento	598.09	2121.30	3020.80	2121.30	1.55	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		σ _{c,max} =	16.80	N/mm ²			
		σ _{s,max} =	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		σ _{c,max} =	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
RARA-1	incastro paramento	0.00	-1444.00	4.75	138.20		
QP	incastro paramento	0.00	-1296.00	4.25	124.10		
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali	ordinarie			armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		w _{lim} =	0.4	mm			
		σ _s =	220	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
FREQ	incastro paramento	0.00	-1320.00	4.35	126.40		
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0.3	mm			
		σ _s =	194	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
ENV-QP	incastro paramento	0.00	-1296.00	4.25	124.10		

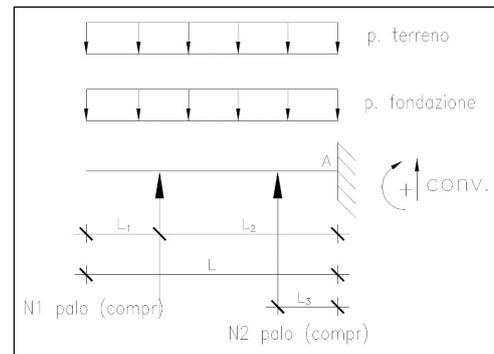
6.1.3.6 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale)

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

Calcolo sollecitazioni

2 PALI COMPRESSI

DATI			
h	1.30	m	altezza suola
L	4.35	m	lunghezza mensola
L ₁	1.2	m	
L ₃	0.95	m	
L ₂	3.15	m	distanza tra asse palo e sezione di stacco
i	2.20	m	interasse longitudinale/distanza di diffusione
SLU	N _{1palo}	2088	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{1palo}	1202	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{1palo}	1139	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{1palo}	1064	kN azione di compressione del palo
SLU	N _{2palo}	1511	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{2palo}	996	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{2palo}	964	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{2palo}	926	kN azione di compressione del palo
	h _{terreno}	4.35	m altezza ricoprimento suola



$$V = V_G + V_t = 1$$

$$Msd(A) = Msd(max) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 2088kN / 2.2m \times 3.15m + 1511kN / 2.2m \times 0.95m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 4.35m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (4.35m^2)/2 = 2511 \text{ kNm/m}$$

$$Vsd(A) = N_{1palo_teso} / i + N_{2palo_compr} / i - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times L = 2088kN / 2.2m + 1511kN / 2.2m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 4.35m \times 20 kN/mc) \times 1] \times 4.35m = 1116 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(N \text{ max pali}) = 949 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(max) = 1116 \text{ kN/m}$$

$$SLE - RARA \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1202kN / 2.2m \times 3.15m + 996kN / 2.2m \times 0.95m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 4.35m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (4.35m^2)/2 = 1021 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - FREQ. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1139kN / 2.2m \times 3.15m + 996kN / 2.2m \times 0.95m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 4.35m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (4.35m^2)/2 = 916 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - Q.P. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1064kN / 2.2m \times 3.15m + 996kN / 2.2m \times 0.95m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 4.35m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (4.35m^2)/2 = 793 \text{ kNm/m}$$

Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø26/10cm + 1Ø26/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø22/10cm + 1Ø22/10cm
- Armatura trasversale: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilliØ20/40x40cm

Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 93T Verifica Flessione zattera muro andatore_dir long

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

Titolo : 93T Zattera di fondazione muro andatore_dir long

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	7,3
2	53,09	17,3
3	38,01	112,9
4	38,01	122,9

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 2511 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

M_{xRd} 3.386 kN m

σ_c -15,87 N/mm²

Materiali

B450C		C28/35	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	ε _{cu}	3,5 ‰
E	200.000 N/mm ²	f _{ctk}	15,07 N/mm ²

Metodo S.L.U.

Tipo fles Retta

Calcola MR

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] =	35	f_{ck} [MPa] =	28
f_{cd} [MPa] =	15.87 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	1.94		
f_{ctd} [MPa] =	1.29 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1300	Altezza della sezione	
d [mm] =	1229	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] =	3025.73	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] =	785.40	$\emptyset 20/40$	area staffe
s [mm] =	400		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	2124.76	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	2124.76	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1116.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Riepilogo verifiche

Avanzattera - Sezione di incastro con paramento							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm ²	f _{ck} =	28	N/mm ²
γ _c =	1.5	α _{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
γ _s =	1.15	ε _{se} ' =	1.96		f _{yd} =	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)	y (mm)
H =	1300	mm altezza		10	26	5309	73
c =	40	mm coprifer.		10	26	5309	173
N _{Ed} positivo di compressione				10	22	3801	1129
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				10	22	3801	1229
y distanza dell'armatura dal lembo superiore						Σ 18221	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Rd}	M _{Rd}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M _{Ed}	
SLU	incastro paramento	0.00	2511.00	1116.00	3386.00	1.35	
Taglio							
φ _{staffe} =	20	mm	α =	90	° inclinazione staffa		
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo		
Combinazione	posizione	V _{Rd,0}	V _{Rd,s}	V _{Rd,c}	V _{Rd}	V _{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V _{Ed}	
SLU	incastro paramento	535.52	2124.76	3025.73	2124.76	1.90	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		σ _{c,max} =	16.80	N/mm ²			
		σ _{s,max} =	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		σ _{c,max} =	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ _c	σ _s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
RARA-1	incastro paramento	0.00	1021.00	3.47	133.30		
QP	incastro paramento	0.00	793.00	2.70	103.50		
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali	ordinarie			armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		w _{lim} =	0.4	mm			
		σ _s =	233	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ _c	σ _s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
FREQ	incastro paramento	0.00	916.00	3.12	119.60		
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0.3	mm			
		σ _s =	213	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ _c	σ _s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
ENV-QP	incastro paramento	0.00	793.00	2.70	103.50		

7 ANALISI STRUTTURALE DEL MURO ANDATORE CARREGGIATA NORD LATO RIMINI

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

7.1 GEOMETRIA

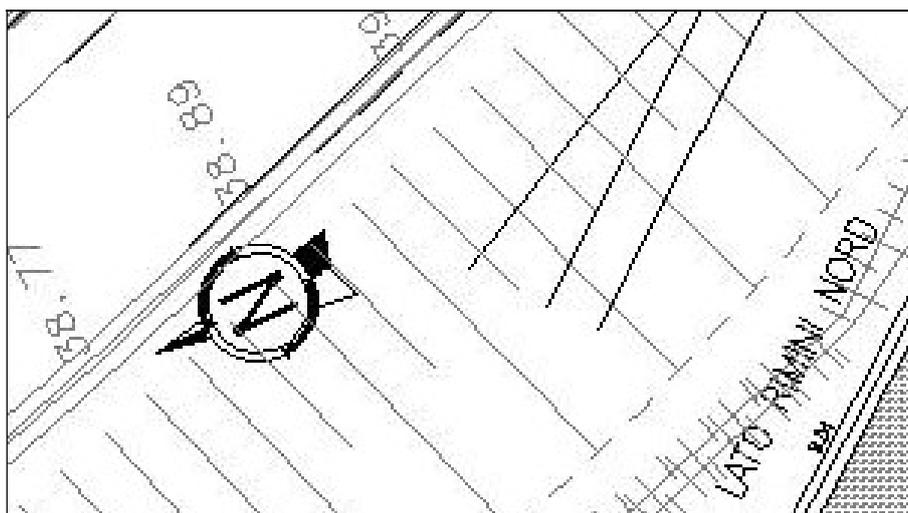


Figura 7-1. Posizione planimetrica del muro andatore lato Rimini – Allargamento Nord

MURO D'ALA LATO RIMINI SCALA 1:100

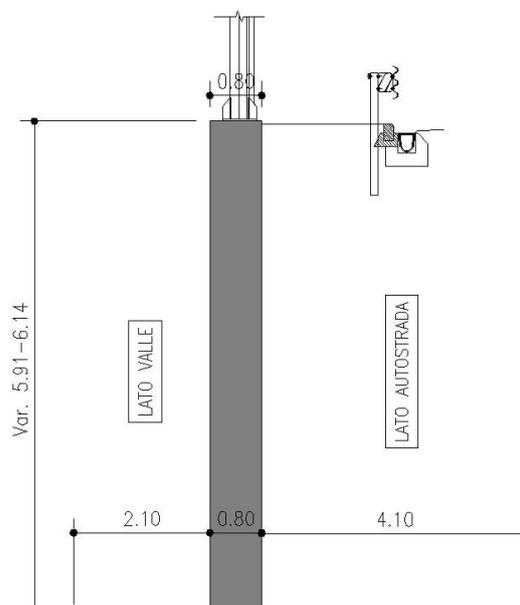


Figura 7-2. Sezione trasversale del muro andatore lato Rimini

7.2 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: $H_{FOA} = 6.0\text{m}$
- Azione sismica

Si considerano i parametri sismici utilizzati per l'analisi della spalla di cui ai capitoli precedenti. Tuttavia, trattandosi di opera di sostegno su fondazione diretta, si è assunto un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m pari a 0.38 per SLV (vedi cap. cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018).

La componente dinamica della spinta del terreno, in presenza di un evento sismico, è valutata mediante la formula di Mononobe-Okabe.

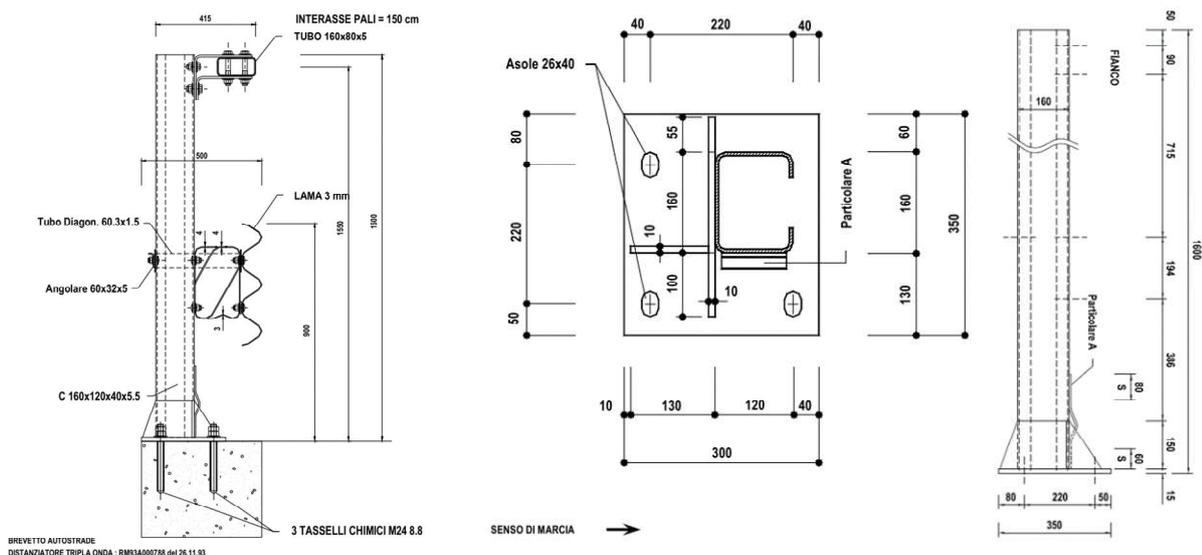
- Urto su sicurvìa

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.

7.3 ANALISI E VERIFICHE

I tabulati seguenti riportano le analisi e le verifiche strutturali condotte sul muro andatore lato Nord Rimini.

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO RIMINI 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	35	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	35	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

B [m]	B1 _{medio} [m] (lato valle)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
7.00	4.10	0.80	2.10	7.34	1.20	6.14

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]
6.14	3.50	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	9.05	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - Barriera antifonica H = 6m - condizioni di bordo

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	8.03	0.00	1.84
Pressione dinamica veicolare	-0.37	-6.52	-20.02
Vento	-0.89	-15.60	-47.85

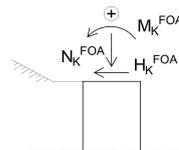


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

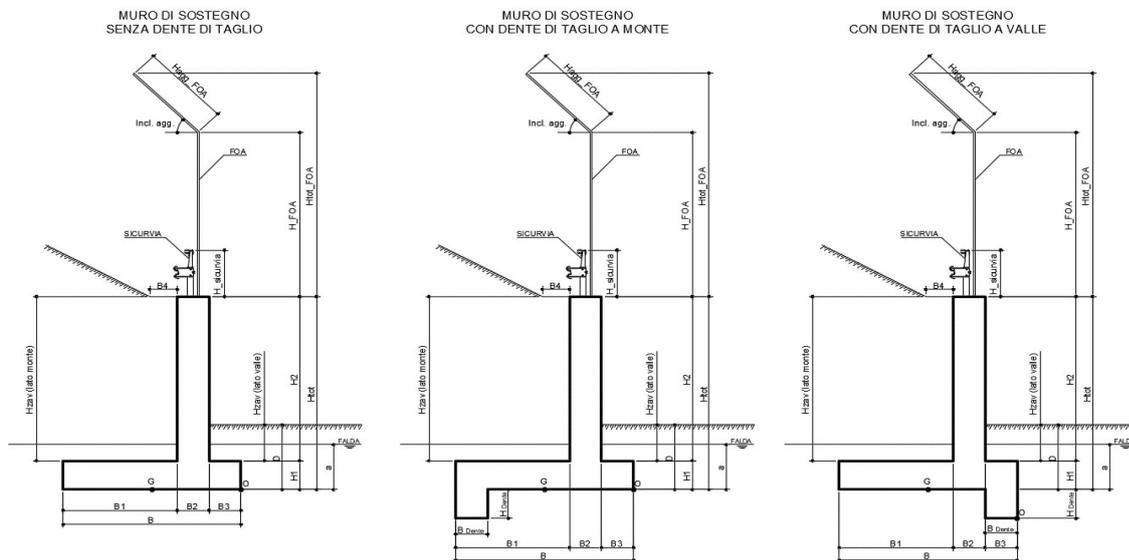


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

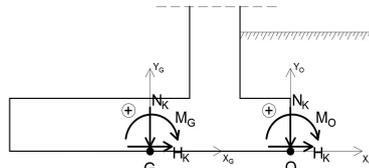


Figura 3 - Convenzione dei segni

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	210.00	-3.50	0.60	-735.00	0.00	0.60	0.00
Paramento c.a.	25	122.80	-2.50	4.27	-307.00	1.00	4.27	122.80
FOA		8.03	-2.50	7.34	-21.92	1.00	7.34	6.19
Zavorra lato monte (costante)	20	503.48	-4.95	4.27	-2492.23	-1.45	4.27	-730.05
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-5.63	7.34	0.00	-2.13	7.34	0.00
Zavorra lato valle	20	147.00	-1.05	2.95	-154.35	2.45	2.95	360.15
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-2.50	8.34	0.00	1.00	8.34	0.00
Totale		991			-3710			-241

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

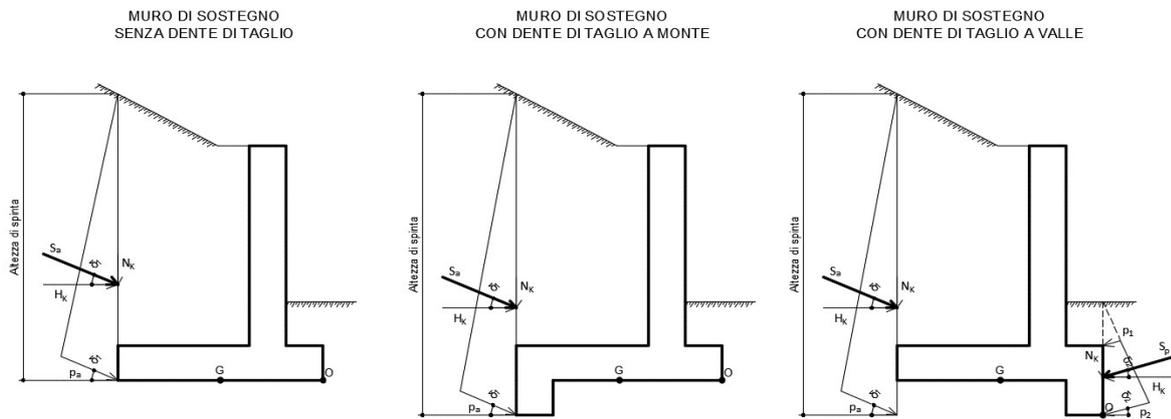


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7.34
-----------------------	------

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	131.68	52.15	120.91	-7.00	2.45	-69.26

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00
------------------------	------

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	131.68	52.15	120.91	-69.26

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7.34
-----------------------	------

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	131.68	52.15	120.91	-3.50	2.45	113.28

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00
------------------------	------

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	131.68	52.15	120.91	113.28

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Comessa: Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori LATO RIMINI NORD

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 7.34

Comb.	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	131.68	52.15	120.91	-3.50	2.45	113.28

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_0	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	131.68	52.15	120.91	113.28

(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] 7.34

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	229.74	0.00	229.74	-3.50	2.45	562.09

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

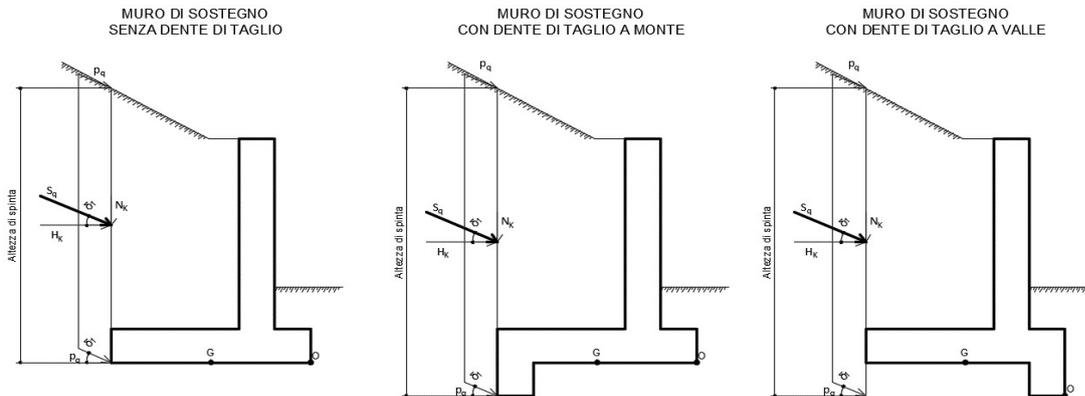


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_G [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
82.00	-4.95	-405.90	-1.45	-118.90

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 7.34

Comb.	k_0	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	35.88	14.21	32.94	-7.00	3.67	21.43

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 7.34

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	35.88	14.21	32.94	-3.50	3.67	71.17

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 7.34

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	62.60	0.00	62.60	-3.50	3.67	229.74

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO RIMINI 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	131.68	0.400	194.46	62.78
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	24.87	57.65	-7.00	3.67	37.50

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	131.68	0.366	216.53	84.85
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	33.61	77.91	-7.00	3.67	50.68

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	131.68	0.335	168.73	37.05
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14.68	34.02	-3.50	3.67	73.49

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	131.68	0.322	185.01	53.33
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	21.12	48.97	-3.50	3.67	105.78

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	131.68	0.335	168.73	37.05
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14.68	34.02	-3.50	3.67	73.49

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	131.68	0.322	185.01	53.33
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	21.12	48.97	-3.50	3.67	105.78

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	131.68	0.335	168.73	37.05
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	37.05	-3.50	3.67	135.98

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	131.68	0.322	185.01	53.33
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	53.33	-3.50	3.67	195.72

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 ϕ')
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=2/3 ϕ')
 angolo che la parete forma con la verticale
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

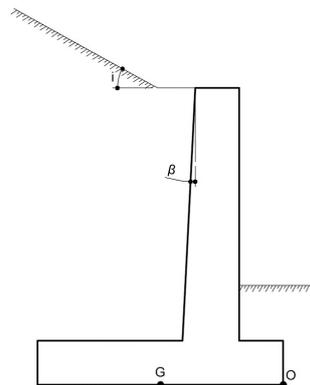


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26.00
ϕ' [rad]	0.45
δ_{es} [°]	13.00
δ_{es} [rad]	0.23
δ_{sism} [°]	13.00
δ_{sism} [rad]	0.23
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	50.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
 peso specifico sommerso
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=1/2 ϕ')
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=1/2 ϕ')
 coesione efficace
 resistenza non drenata
 condizioni di esercizio
 si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 93T**
 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	0.212	0.309	2.439

Categoria di sottosuolo: **D**
 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	1.62	1.00	0.344	3.378

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.131	0.196
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.065	0.098

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.97	0.14	12.28	0.21
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

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.335	0.400
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.94	1.071
	$k_{AE} - M1$	0.335	0.400

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.00	0.12	10.13	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

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.32	0.366
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.91	1.002
	$k_{AE} - M1$	0.322	0.366

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO RIMINI NORD

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	991	0	-241	0	230	562	82	0	-119
	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	63	230	0	7	68	0	27	227
	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	16	161	-65	110	390	65	110	359
	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	37	136	0	53	196			

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 - oriz. (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]	990	1410	990	1379	926	1056	991	1008	990
M _{Ed} [kNm/m]	1081	830	1066	860	906	935	608	584	715
V _{Ed} [kN/m]	416	416	400	400	391	407	271	271	308

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 - oriz. (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]	1072	990	1052	991	1053	991	1007	991	1008
M _{Ed} [kNm/m]	596	706	616	544	455	413	389	381	357
V _{Ed} [kN/m]	308	297	297	282	282	247	247	244	244

	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]	990	1410	990	1379	926	1056	991	1008
M_{Ed} [kNm/m]	1081	830	1066	860	906	935	608	584
B/6 [m]	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
e [m]	1.09	0.59	1.08	0.62	0.98	0.89	0.61	0.58
	$e \leq (B/6)$							
σ_N [kN/m ²]	141.42	201.48	141.37	197.03	132.34	150.87	141.61	143.95
σ_M [kN/m ²]	132.37	101.68	130.58	105.35	110.99	114.47	74.46	71.55
σ_A [kN/m ²]	273.79	303.16	271.95	302.38	243.33	265.34	216.07	215.50
σ_B [kN/m ²]	9.05	99.80	10.78	91.68	21.35	36.40	67.14	72.40
u [m]	2.41	2.91	2.42	2.88	2.52	2.61	2.89	2.92
σ_A^* [kN/m ²]	273.79	303.16	271.95	302.38	243.33	265.34	216.07	215.50
σ_B^* [kN/m ²]	9.05	99.80	10.78	91.68	21.35	36.40	67.14	72.40
N_{Rd} [kN/m]	2376.23	2393.61	2374.38	2390.19	2359.23	2358.65	2401.37	2403.04

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	990	1072	990	1052	991	1053	991	1007
M_{Ed} [kNm/m]	715	596	706	616	544	455	413	389

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
B/6 [m]	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
e [m]	0.72	0.56	0.71	0.59	0.55	0.43	0.42	0.39
	$e \leq (B/6)$							
σ_N [kN/m ²]	141.49	153.20	141.45	150.23	141.58	150.36	141.58	143.92
σ_M [kN/m ²]	87.59	73.03	86.40	75.48	66.63	55.71	50.56	47.65
σ_A [kN/m ²]	229.08	226.23	227.85	225.71	208.20	206.07	192.14	191.57
σ_B [kN/m ²]	53.90	80.17	55.05	74.76	74.95	94.65	91.02	96.27
u [m]	2.78	2.94	2.79	2.91	2.95	3.07	3.08	3.11
σ_A^* [kN/m ²]	229.08	226.23	227.85	225.71	208.20	206.07	192.14	191.57
σ_B^* [kN/m ²]	53.90	80.17	55.05	74.76	74.95	94.65	91.02	96.27

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	991	1008
M_{Ed} [kNm/m]	381	357

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
B/6 [m]	1.17	1.17
e [m]	0.38	0.35
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	141.61	143.95
σ_M [kN/m ²]	46.61	43.70
σ_A [kN/m ²]	188.21	187.64
σ_B [kN/m ²]	95.00	100.25
u [m]	3.12	3.15
σ_A^* [kN/m ²]	188.21	187.64
σ_B^* [kN/m ²]	95.00	100.25

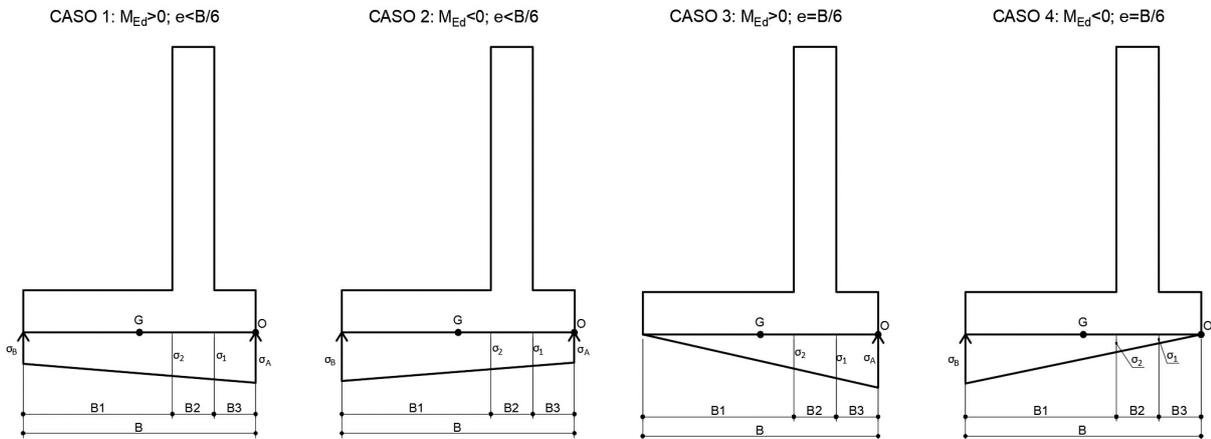


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

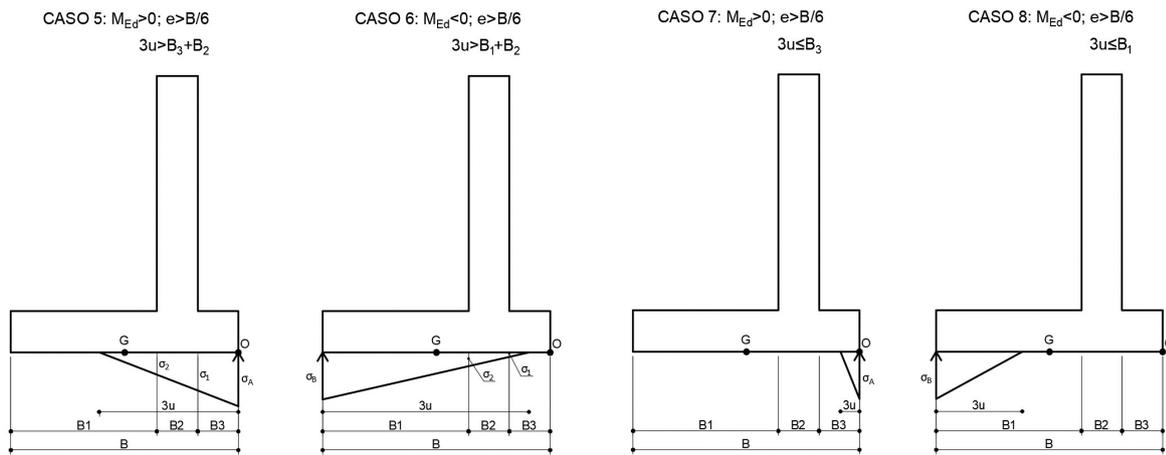


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATERA E RETROZZATERA)

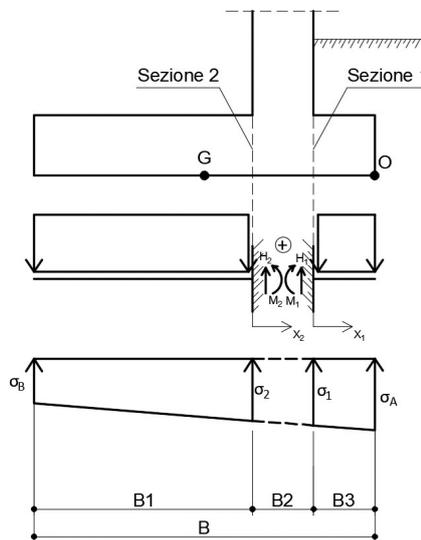


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(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.	63	123	-1.05	-2.05	-66	-252
Zavorra lato monte (costante)	0	503	0.00	-2.05	0	-1032
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.73	0	0
Zavorra lato valle	147	0	-1.05	0.00	-154	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	210	626			-221	-1284

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N ₂ [kN/m]	x ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	82.00	-2.05	-168.10

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non k_h 0.131 k_v 0.065

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.	-4	-8	-1.05	-2.05	4	16
Zavorra lato monte (costante)	0	-33	0.00	-2.05	0	68
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.73	0	0
Zavorra lato valle	-10	0	-1.05	0.00	10	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-14	-41			14	84

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori LATO RIMINI 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.	4	8	-1.05	-2.05	-4	-16
Zavorra lato monte (costante)	0	33	0.00	-2.05	0	-68
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.73	0	0
Zavorra lato valle	10	0	-1.05	0.00	-10	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	14	41			-14	-84

(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]	194.37	242.15	193.60	239.17	176.73	196.66	171.39	172.57
σ ₂ [kN/m ²]	164.11	218.91	163.75	215.09	151.37	170.50	154.37	156.21
H ₁ [kN/m]	492	573	489	569	441	485	407	407
M ₁ [kNm/m]	545	624	542	620	488	535	444	444
H ₂ [kN/m]	355	653	358	629	354	424	454	469
M ₂ [kNm/m]	511	1173	519	1116	544	682	809	843

	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]	176.52	182.41	176.01	180.43	168.23	172.64	161.80	162.98	160.25	161.43
σ ₂ [kN/m ²]	156.50	165.72	156.26	163.17	153.00	159.91	150.25	152.09	149.60	151.44
H ₁ [kN/m]	426	429	424	426	395	398	372	372	366	367
M ₁ [kNm/m]	466	467	464	464	430	430	401	401	394	394
H ₂ [kN/m]	431	504	433	488	467	522	495	509	501	516
M ₂ [kNm/m]	740	914	746	876	849	978	931	966	951	986

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]	282	300	279	296	245	261	197	197
M _{Ed,1} [kNm/m]	325	337	322	334	282	300	223	223

H _{Ed,2} [kN/m]	-271	-284	-269	-278	-231	-243	-172	-174
M _{Ed,2} [kNm/m]	-774	-749	-765	-742	-657	-687	-476	-475

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]	216	219	214	216	185	188	162	162	156	157
M _{Ed,1} [kNm/m]	246	246	244	244	209	209	181	181	174	174

H _{Ed,2} [kN/m]	-195	-204	-193	-200	-159	-166	-132	-134	-125	-127
M _{Ed,2} [kNm/m]	-544	-539	-538	-534	-436	-432	-353	-352	-333	-332

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}	300	219	188	157
	MIN H _{Ed}	197	214	162	156
	MAX M _{Ed}	337	246	209	174
	MIN M _{Ed}	223	244	181	174

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-172	-193	-132	-125
	MIN H _{Ed}	-284	-204	-166	-127
	MAX M _{Ed}	-475	-534	-352	-332
	MIN M _{Ed}	-774	-544	-436	-333

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
ARMATURA PRINCIPALE						
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>						
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
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>						
B =	1000	mm base				
H =	1200	mm altezza				
c =	35	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	24	2262		67	
	Superiore		-			
	5	24	2262		1133	
	Inferiore		-			
			Σ	4524	mm ²	
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>						
<i>Flessione</i>						
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	336.97	299.57	977.29	2.90
<i>Taglio</i>						
$\phi_{staffe} =$	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	355.12	-	-	355.12	1.19
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</i>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	883.3	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	246.13	0.77	11.87	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	173.99	0.54	8.39	I
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</i>						
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
	$\sigma_s =$	227	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	209.32	0.66	10.09	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	204	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	173.99	0.54	8.39	I

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)						
ARMATURA PRINCIPALE						
<u>Caratteristiche meccaniche dei materiali</u>						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche della sezione</u>						
B =	1000	mm base				
H =	1200	mm altezza				
c =	35	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	24	2262	67		
	Superiore		-			
	5	24	2262	1133		
	Inferiore		-			
	Σ		4524	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	773.76	284.07	977.29	1.26
<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	355.12	-	-	355.12	1.25
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	883.3	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	543.81	1.70	26.22	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	332.87	1.04	16.05	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
	$\sigma_s =$	227	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	166.12	0.52	8.01	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	204	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	332.87	1.04	16.05	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

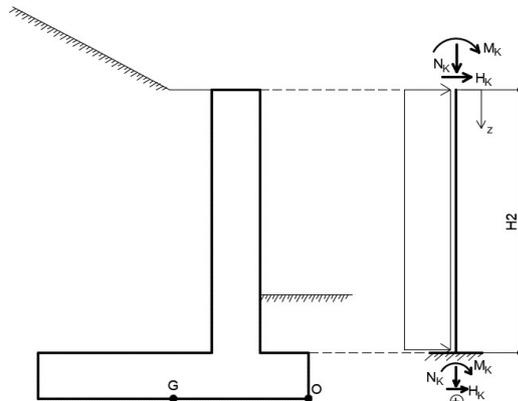


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvìa [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	8.03

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.61	20.31	0.00	0.00
1.23	32.59	0.00	0.00
1.84	44.87	0.00	0.00
2.46	57.15	0.00	0.00
3.07	69.43	0.00	0.00
3.68	81.71	0.00	0.00
4.30	93.99	0.00	0.00
4.91	106.27	0.00	0.00
5.53	118.55	0.00	0.00
6.14	130.83	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _l (h=H) [kN/m]	160.76
H _{spinta} [m]	6.14

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.61	0.00	1.61	0.33
1.23	0.00	6.43	2.63
1.84	0.00	14.47	8.88
2.46	0.00	25.72	21.06
3.07	0.00	40.19	41.13
3.68	0.00	57.87	71.07
4.30	0.00	78.77	112.85
4.91	0.00	102.89	168.46
5.53	0.00	130.22	239.86
6.14	0.00	160.76	329.02

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	s _q (h=H) [kN/m]	52.36
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.61	0.00	5.24	1.61
1.23	0.00	10.47	6.43
1.84	0.00	15.71	14.47
2.46	0.00	20.95	25.72
3.07	0.00	26.18	40.19
3.68	0.00	31.42	57.87
4.30	0.00	36.66	78.77
4.91	0.00	41.89	102.89
5.53	0.00	47.13	130.22
6.14	0.00	52.36	160.76

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.61	-0.37	6.52	24.02
1.23	-0.37	6.52	28.03
1.84	-0.37	6.52	32.03
2.46	-0.37	6.52	36.03
3.07	-0.37	6.52	40.04
3.68	-0.37	6.52	44.04
4.30	-0.37	6.52	48.04
4.91	-0.37	6.52	52.05
5.53	-0.37	6.52	56.05
6.14	-0.37	6.52	60.05

(C4): Urto veicolo in svio

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

h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.61	7.85	0.00	10.48	16.92
1.23	7.85	0.00	10.48	23.35
1.84	7.85	0.00	10.48	29.79
2.46	7.85	0.00	10.48	36.22
3.07	7.85	0.00	10.48	42.66
3.68	7.85	0.00	10.48	49.10
4.30	7.85	0.00	10.48	55.53
4.91	7.85	0.00	10.48	61.97
5.53	7.85	0.00	10.48	68.40
6.14	7.85	0.00	10.48	74.84

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.61	-0.89	15.60	57.43
1.23	-0.89	15.60	65.96
1.84	-0.89	15.60	75.54
2.46	-0.89	15.60	85.11
3.07	-0.89	15.60	94.69
3.68	-0.89	15.60	104.27
4.30	-0.89	15.60	113.85
4.91	-0.89	15.60	123.43
5.53	-0.89	15.60	133.01
6.14	-0.89	15.60	142.58

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO RIMINI NORD

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.61	-1.33	9.25	6.31
1.23	-2.13	17.44	14.51
1.84	-2.94	25.64	27.73
2.46	-3.74	33.83	45.99
3.07	-4.54	42.03	69.28
3.68	-5.35	50.22	97.60
4.30	-6.15	58.42	130.96
4.91	-6.95	66.62	169.34
5.53	-7.76	74.81	212.76
6.14	-8.56	83.01	261.21

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.61	1.33	9.25	6.31
1.23	2.13	17.44	14.51
1.84	2.94	25.64	27.73
2.46	3.74	33.83	45.99
3.07	4.54	42.03	69.28
3.68	5.35	50.22	97.60
4.30	6.15	58.42	130.96
4.91	6.95	66.62	169.34
5.53	7.76	74.81	212.76
6.14	8.56	83.01	261.21

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.335		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.61	0.00	0.26	0.08
1.23	0.00	1.04	0.64
1.84	0.00	2.33	2.15
2.46	0.00	4.15	5.09
3.07	0.00	6.48	9.95
3.68	0.00	9.33	17.19
4.30	0.00	12.70	27.30
4.91	0.00	16.59	40.75
5.53	0.00	21.00	58.02
6.14	0.00	25.93	79.59

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.322		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.61	0.00	0.37	0.11
1.23	0.00	1.49	0.92
1.84	0.00	3.36	3.09
2.46	0.00	5.97	7.33
3.07	0.00	9.33	14.32
3.68	0.00	13.43	24.75
4.30	0.00	18.29	39.30
4.91	0.00	23.88	58.66
5.53	0.00	30.23	83.52
6.14	0.00	37.32	114.56

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]
0.61	18.95	33.76	90.56	25.05	33.76	90.56	18.56	38.72	115.41
1.23	31.23	47.89	114.47	41.01	47.89	114.47	30.84	50.88	141.12
1.84	43.51	66.19	149.28	56.98	66.19	149.28	43.12	67.22	177.16
2.46	55.79	88.68	196.61	72.94	88.68	196.61	55.40	87.74	224.52
3.07	68.07	115.34	259.03	88.90	115.34	259.03	67.68	112.44	285.76
3.68	80.35	146.18	339.10	104.87	146.18	339.10	79.96	141.32	363.45
4.30	92.63	181.21	439.40	120.83	181.21	439.40	92.24	174.38	460.15
4.91	104.91	220.41	562.48	136.80	220.41	562.48	104.52	211.62	578.44
5.53	117.19	263.79	710.92	152.76	263.79	710.92	116.80	253.03	720.87
6.14	129.47	311.36	887.27	168.72	311.36	887.27	129.08	298.63	890.02

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori LATO RIMINI 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]
0.61	24.65	38.72	115.41	20.24	14.44	22.37	18.91	13.46	11.85
1.23	40.62	50.88	141.12	32.52	20.31	32.88	30.38	28.31	24.67
1.84	56.58	67.22	177.16	44.80	29.40	47.97	41.86	46.89	48.06
2.46	72.54	87.74	224.52	57.08	41.70	69.63	53.34	69.20	84.49
3.07	88.51	112.44	285.76	69.36	57.21	99.83	64.81	95.24	136.40
3.68	104.47	141.32	363.45	81.64	75.94	140.55	76.29	125.02	206.25
4.30	120.44	174.38	460.15	93.92	97.89	193.75	87.77	158.53	296.47
4.91	136.40	211.62	578.44	106.20	123.05	261.41	99.24	195.78	409.54
5.53	152.36	253.03	720.87	118.48	151.43	345.51	110.72	236.76	547.89
6.14	168.33	298.63	890.02	130.76	183.02	448.02	122.20	281.47	713.99
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]
0.61	21.56	13.58	11.88	19.41	22.72	60.42	19.14	26.02	76.98
1.23	34.65	28.76	24.95	31.69	32.78	76.66	31.42	34.78	94.43
1.84	47.73	47.91	49.01	43.97	46.06	100.70	43.70	46.74	119.29
2.46	60.82	71.02	86.73	56.25	62.55	133.88	55.98	61.92	152.49
3.07	73.90	98.09	140.77	68.53	82.25	178.17	68.26	80.32	195.99
3.68	86.98	129.12	213.80	80.81	105.17	235.54	80.54	101.93	251.77
4.30	100.07	164.11	308.47	93.09	131.31	307.98	92.82	126.75	321.81
4.91	113.15	203.07	427.44	105.37	160.66	397.45	105.10	154.80	408.09
5.53	126.23	245.98	573.39	117.65	193.22	505.93	117.38	186.05	512.56
6.14	139.32	292.86	748.96	129.93	229.00	635.39	129.66	220.52	637.22
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]
0.61	20.03	10.42	19.55	20.06	7.08	16.94	20.24	3.96	5.46
1.23	32.31	19.18	28.47	32.34	12.95	22.71	32.52	9.83	9.52
1.84	44.59	31.14	43.76	44.62	22.03	33.29	44.80	18.91	18.18
2.46	56.87	46.32	67.37	56.90	34.33	50.43	57.08	31.21	33.41
3.07	69.15	64.72	101.30	69.18	49.85	76.11	69.36	46.73	57.17
3.68	81.43	86.33	147.50	81.46	68.58	112.31	81.64	65.46	91.45
4.30	93.71	111.15	207.97	93.74	90.53	160.99	93.92	87.41	138.22
4.91	105.99	139.20	284.66	106.02	115.69	224.13	106.20	112.57	199.45
5.53	118.27	170.45	379.56	118.30	144.07	303.71	118.48	140.95	277.11
6.14	130.55	204.92	494.63	130.58	175.66	401.70	130.76	172.54	373.18

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 6.14m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	131	0	0
C2	0	161	329
C3	0	52	161
C3 - FOA	0	7	60
C4	0	10	75
C5	-1	16	143
CS1 (-kV)	-9	83	261
CS1 (+kV)	9	83	261
CS2 (-kV)	0	26	80
CS2 (+kV)	0	37	115

- (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 = 6.14m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	129	311	887
SLU-2	169	311	887
SLU-3	129	299	890
SLU-4	168	299	890
ECC	131	183	448
SISM-1	122	281	714
SISM-2	139	293	749
SLE-RARA-1	130	229	635
SLE-RARA-2	130	221	637
SLE-FREQ-1	131	205	495
SLE-FREQ-2	131	176	402
SLE-QP	131	173	373

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 6.14m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	122	311	890
SLE-RARA	130	229	637
SLE-FREQ	131	205	495
SLE-QP	131	173	373

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 =	800	mm altezza			10	22
c =	35	mm coprifer.			Lato valle	-
					10	22
					Lato monte	-
N_{Ed} positivo di compressione						A_s (mm ²)
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						y (mm)
y distanza dell'armatura dal lembo superiore						Σ 7603 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	122.20	890.02	311.36	1076.37	1.21
<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	327.79	-	-	327.79	1.05
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	557.5	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	129.66	637.22	6.30	235.51	II
ENV-QP	incastro con paramento	130.76	373.18	1.95	28.50	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	Aggressive		Armatura	Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	213	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	130.55	494.63	2.58	37.77	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm	Sadottata=	100	mm
	$\sigma_s =$	173	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	130.76	373.18	1.95	28.50	I

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+490 (sottovia 93T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO RIMINI NORD

RIEPILOGO ARMATURE

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

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 22 / 10
		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 24 / 20
		inferiore	φ 24 / 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	φ 24 / 20
		inferiore	φ 24 / 20
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40	