

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

| RIFERIMENTO PROGETTO | | | RIFERIMENTO DIRETTORIO | | | | RIFERIMENTO ELABORATO | | | | ORDINATORE |
|----------------------|-------------------------------|------|------------------------|-----------|-------|---------------|-----------------------|------------|-------------|------|------------|
| Codice Commessa | Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto | Fase | Capitolo | Paragrafo | W B S | Parte d'opera | Tip. | Disciplina | Progressivo | Rev. | -- |
| 111465 | 0000 | PD | A2 | O10 | ST93N | 00000 | R | S T R | 0861 | -2 | SCALA - |

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

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | INTRODUZIONE | 5 |
| 1.1 | 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 COMPRESSIONE 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 COMPRESSIONE | 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.

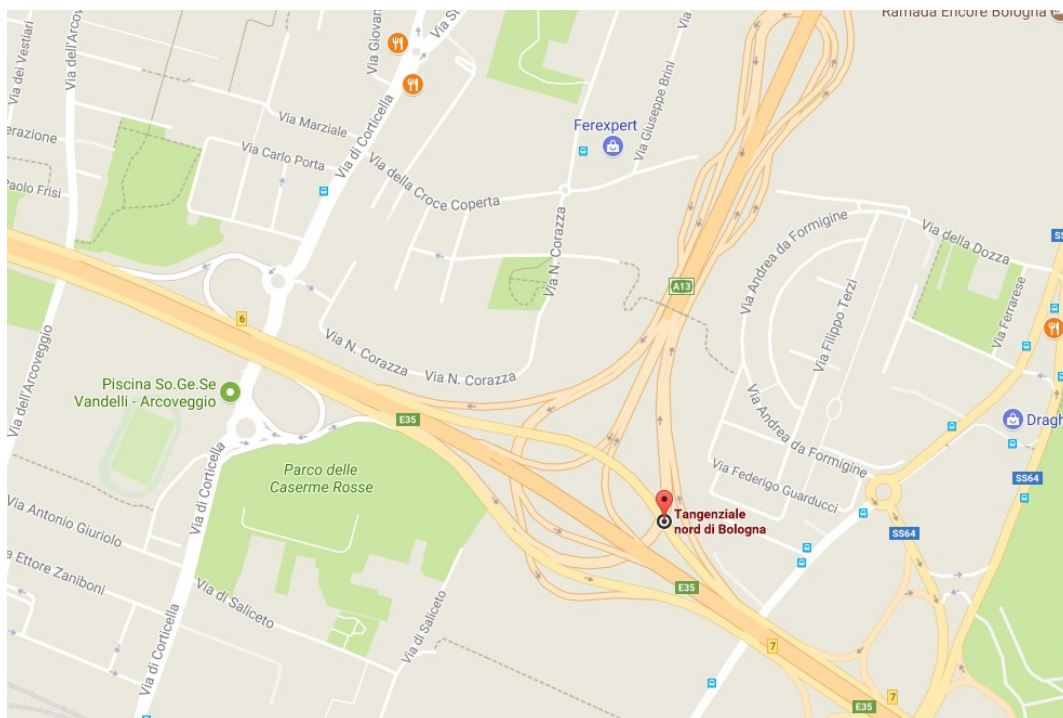


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

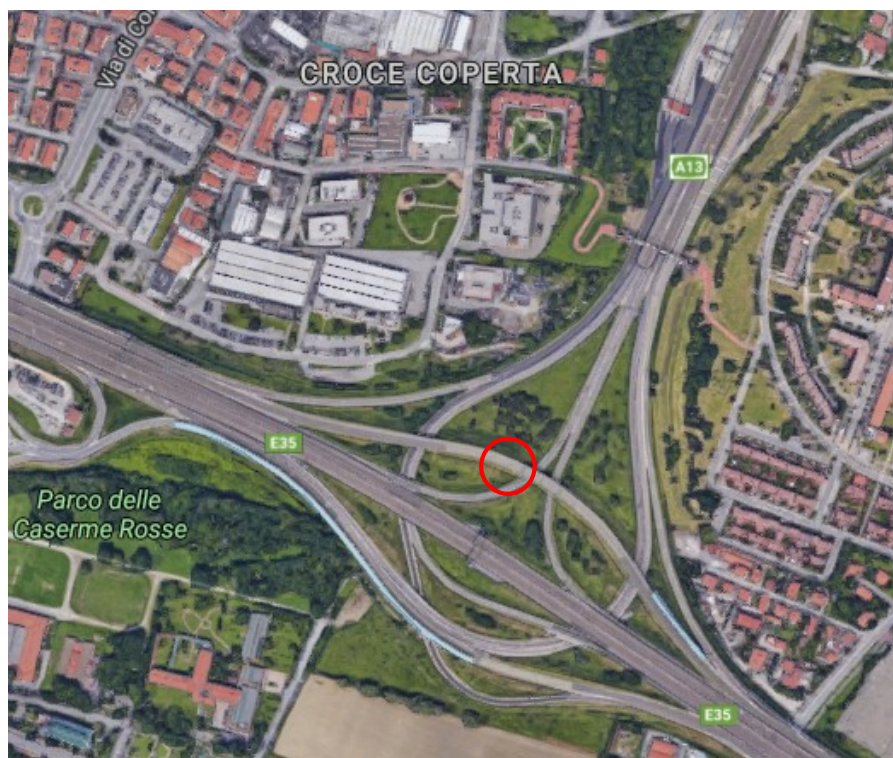


Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)



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

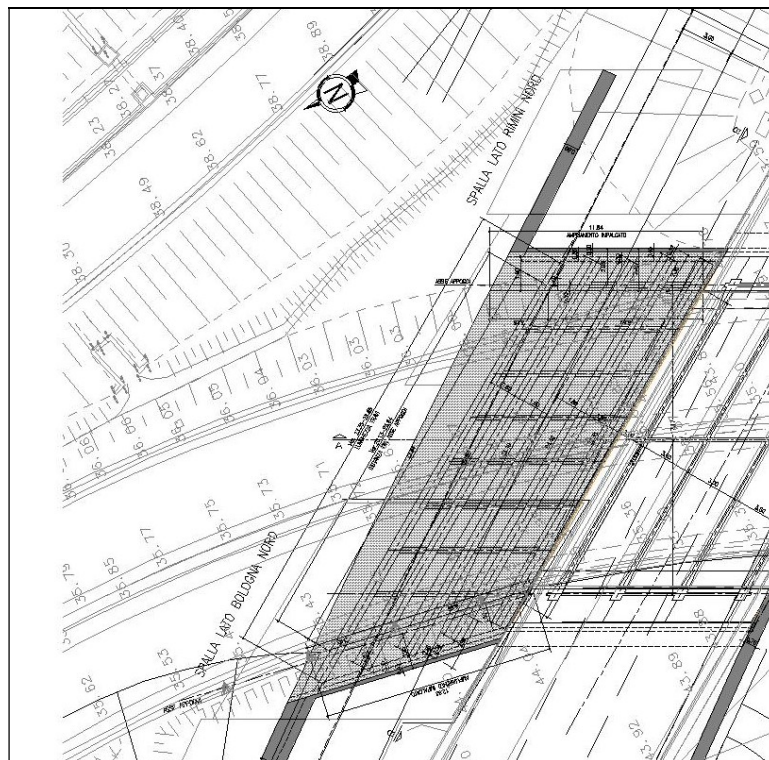


Figura 1-5. Pianta impalcato

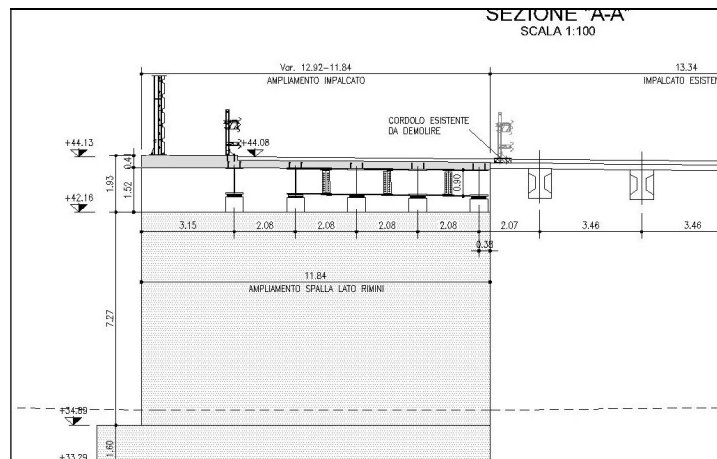


Figura 1-6. Sezione trasversale ampliamento

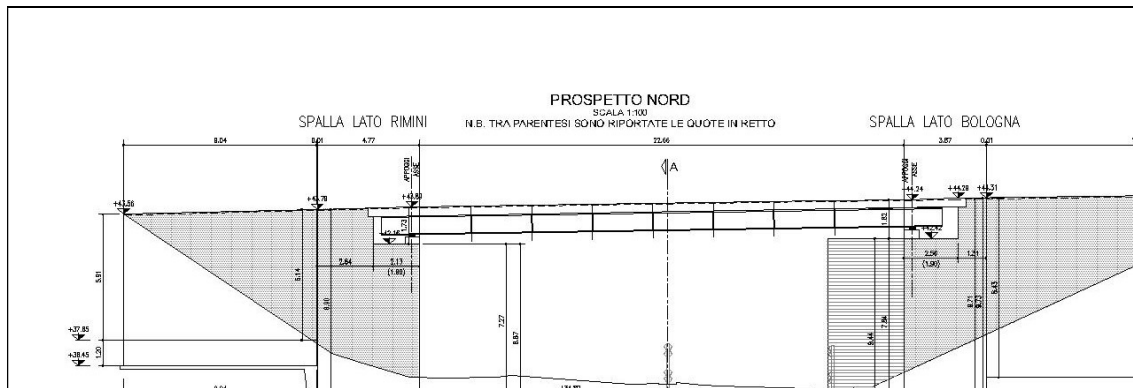


Figura 1-7. Prospetto Nord

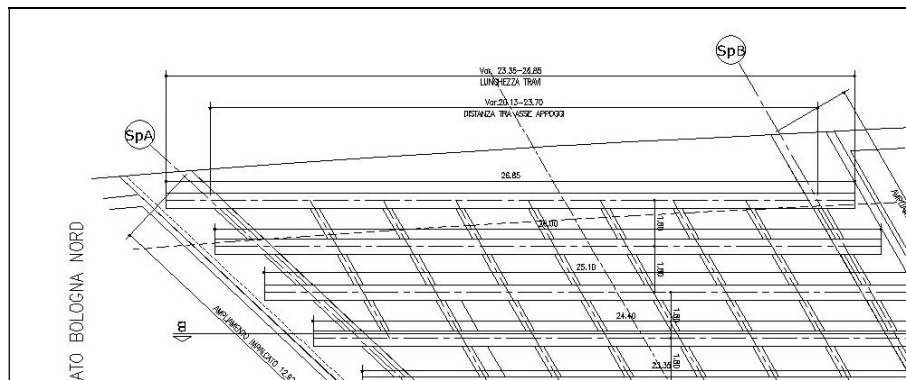


Figura 1-8. Pianta impalcato in ampliamento – Lato Nord

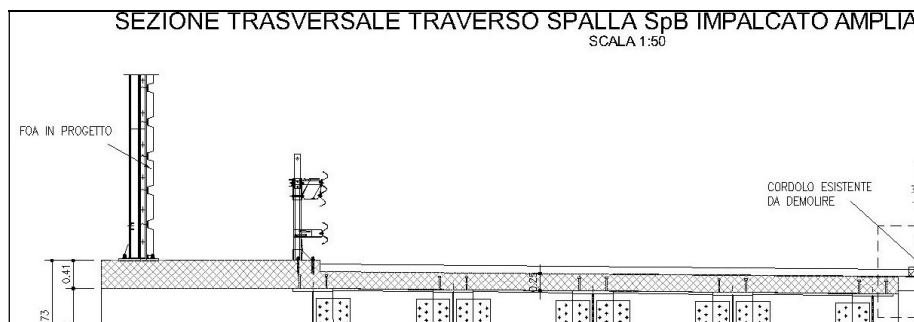


Figura 1-9. Sezione trasversale impalcato in ampliamento – Lato Nord

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 si 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.

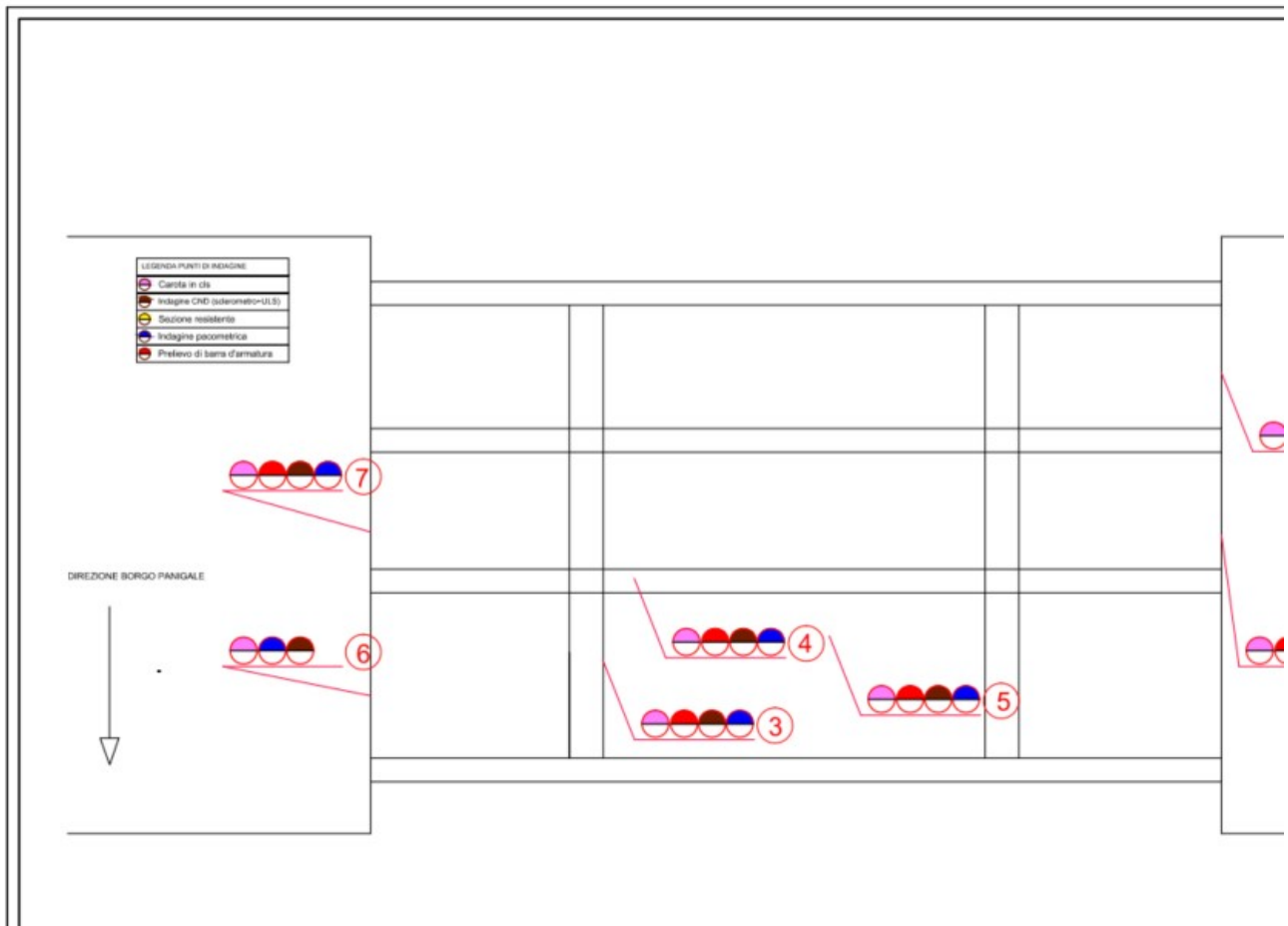


Figura 1-11 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

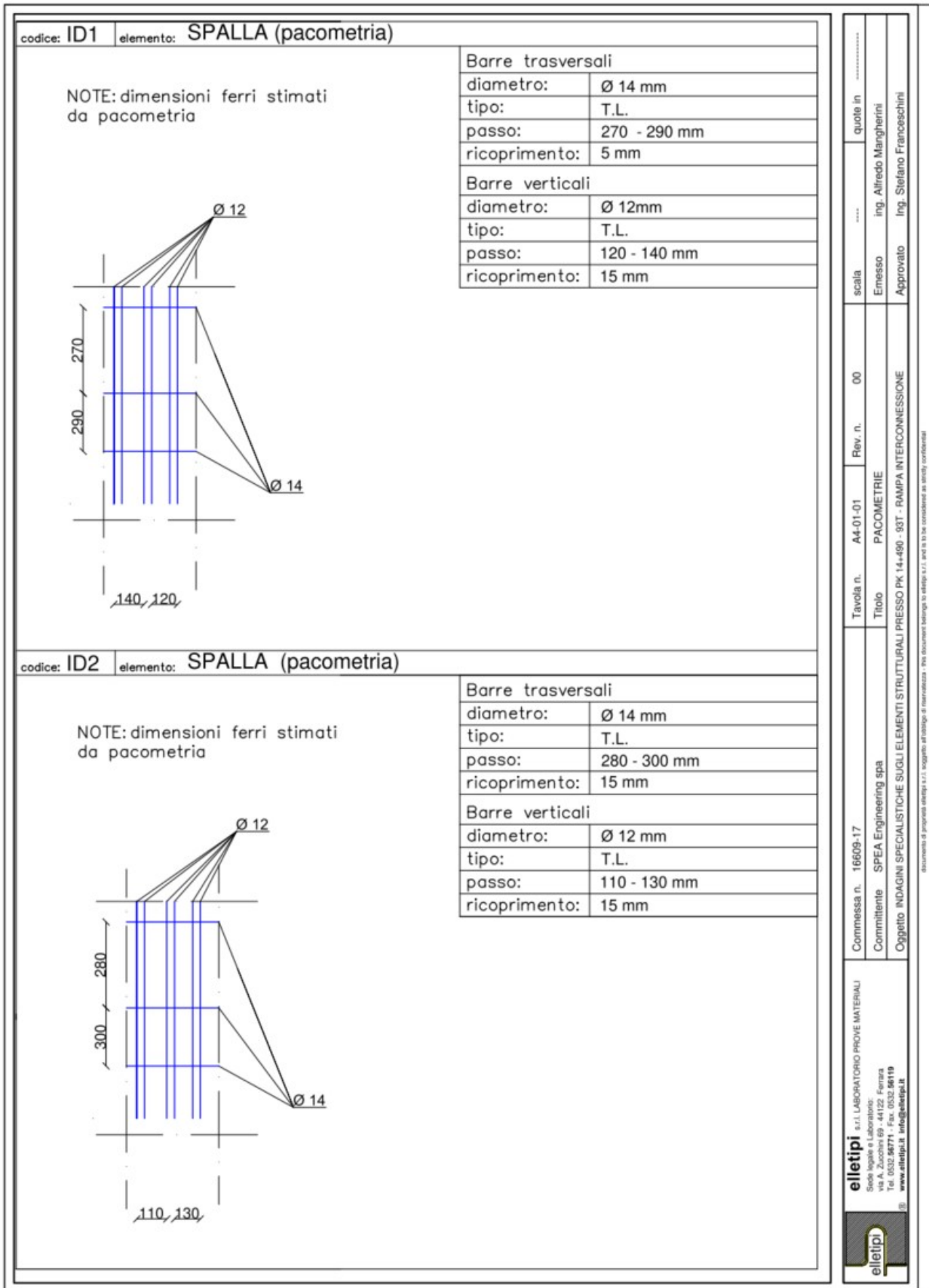


Figura 1-12 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

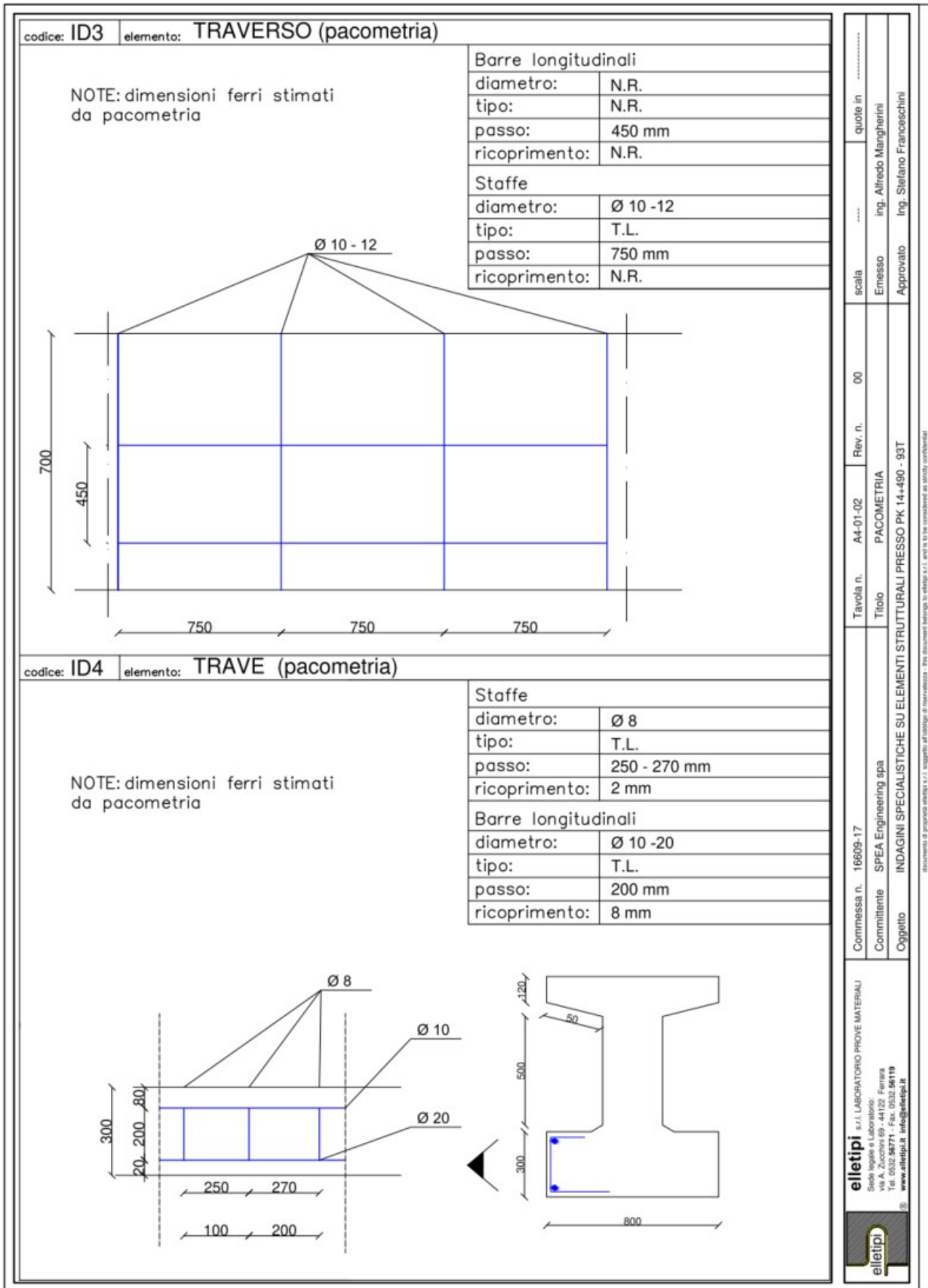


Figura 1-13 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

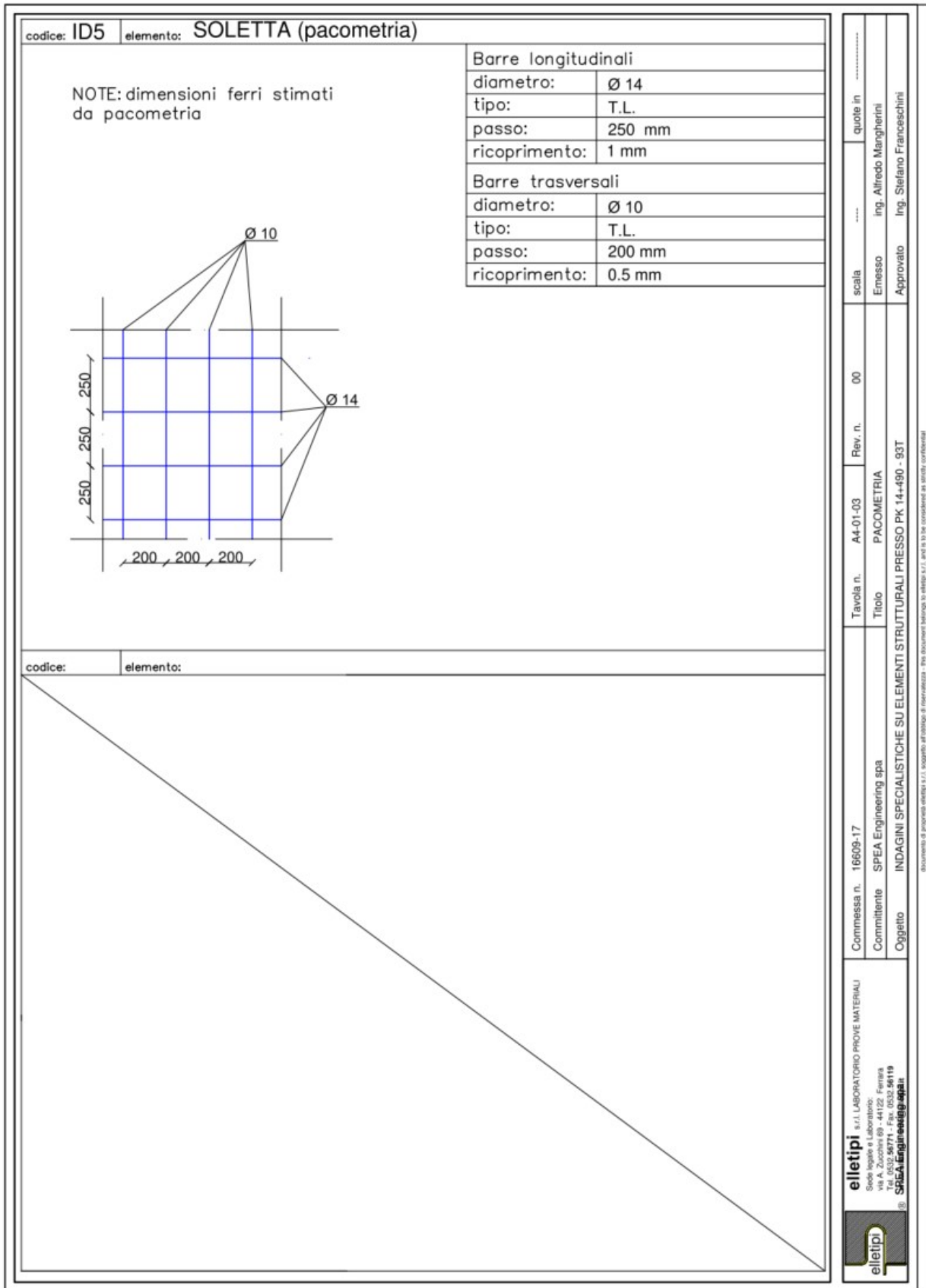


Figura 1-14 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

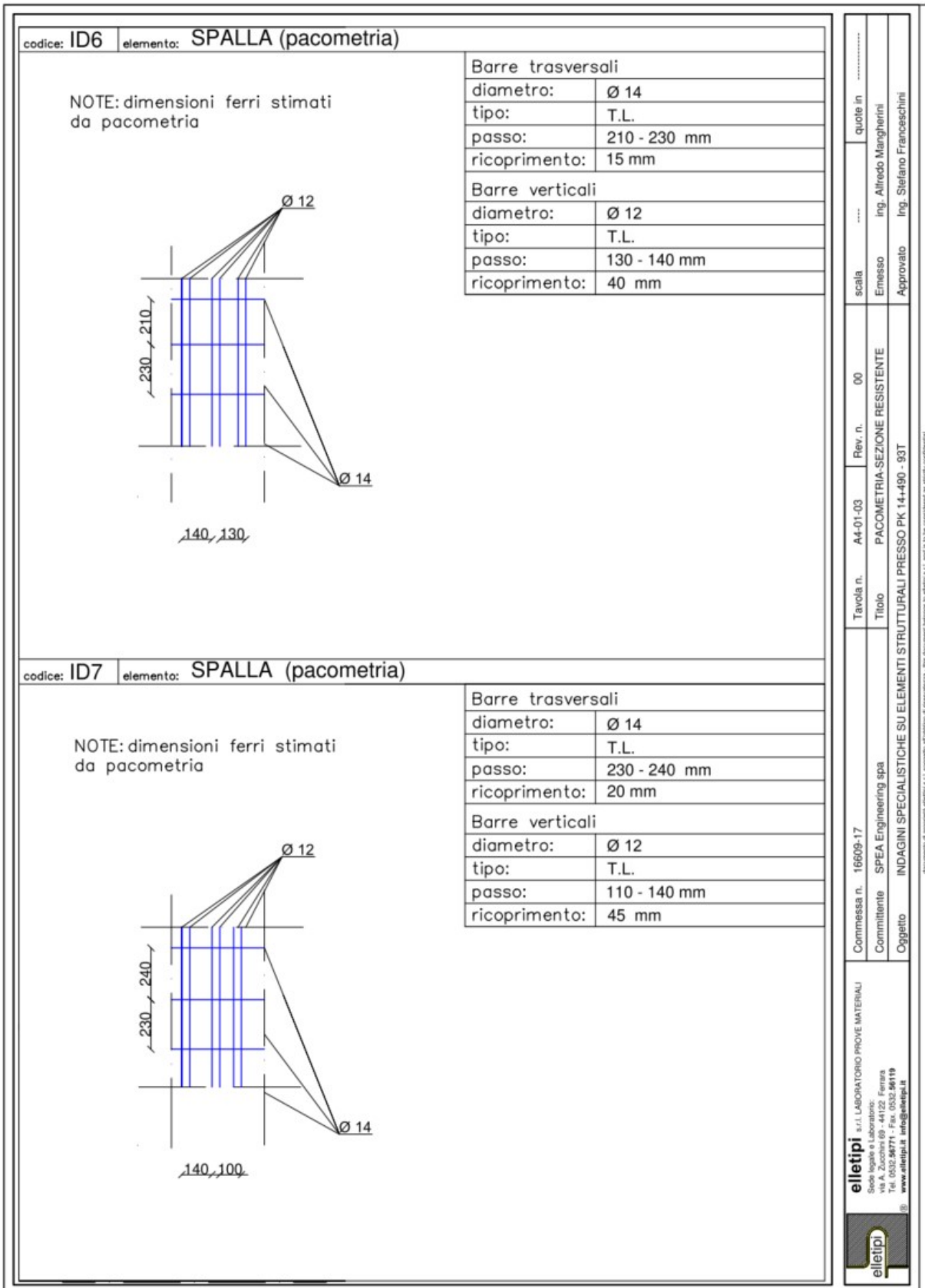


Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 4/4

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

Arrenda 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) convocato 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'estremità 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 cariche 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
 R_c 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 Elletipi 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

Arrenda 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) convocato 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'estremità 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 cariche 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
 R_c 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 Elletipi 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

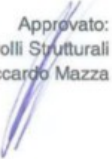
Emesso:

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

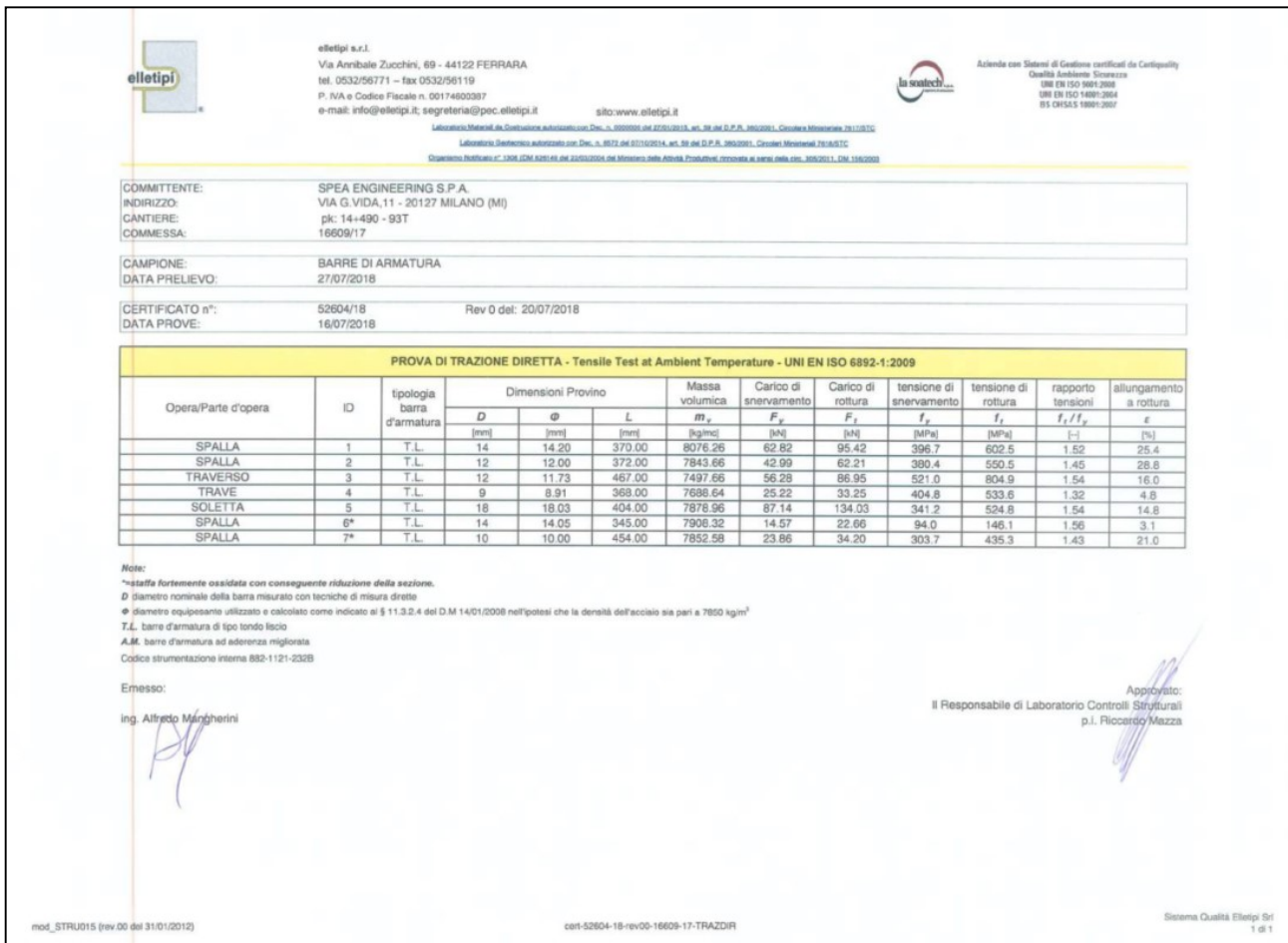


Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale

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 Certiprofit
 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.

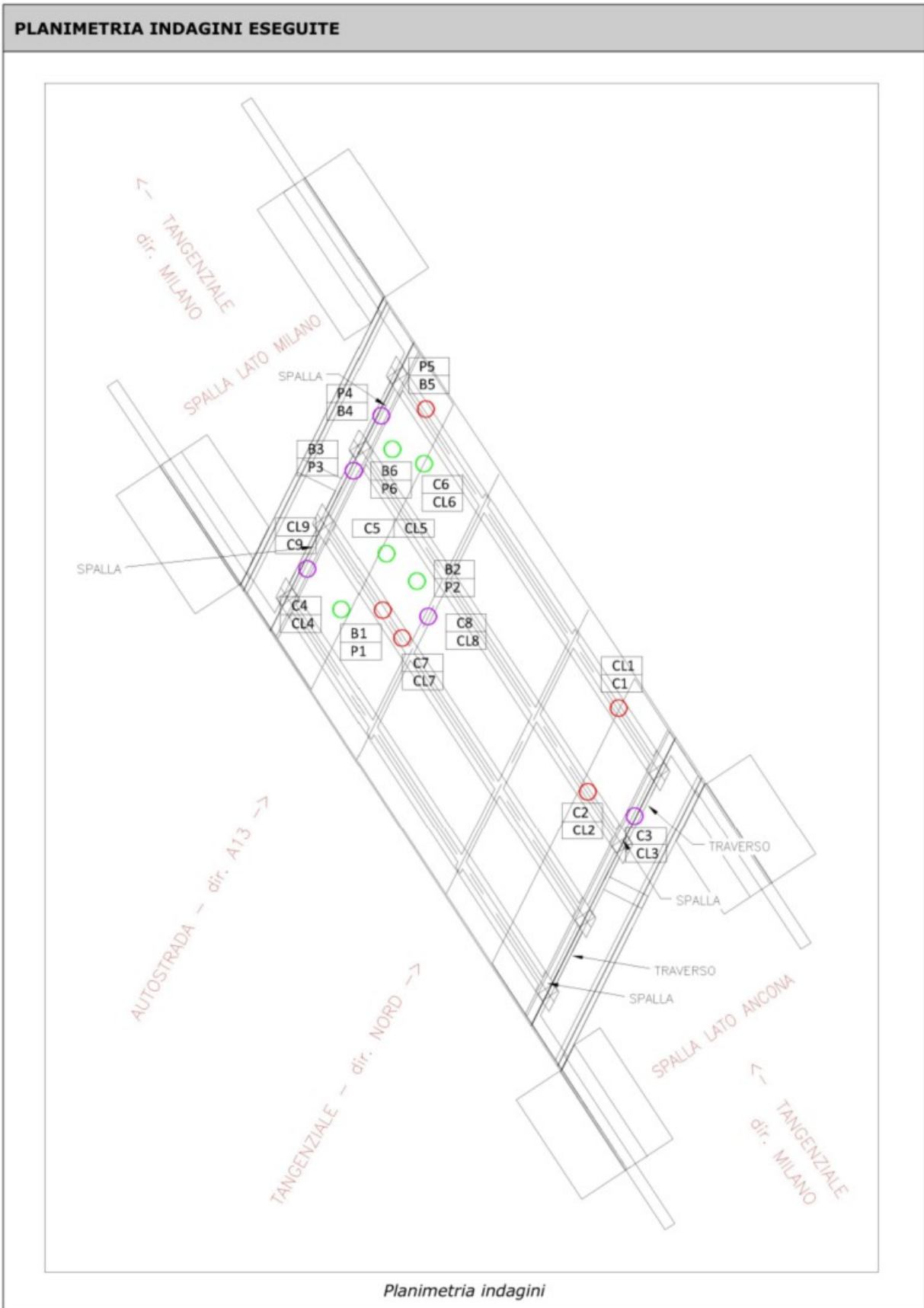


Figura 1-20 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

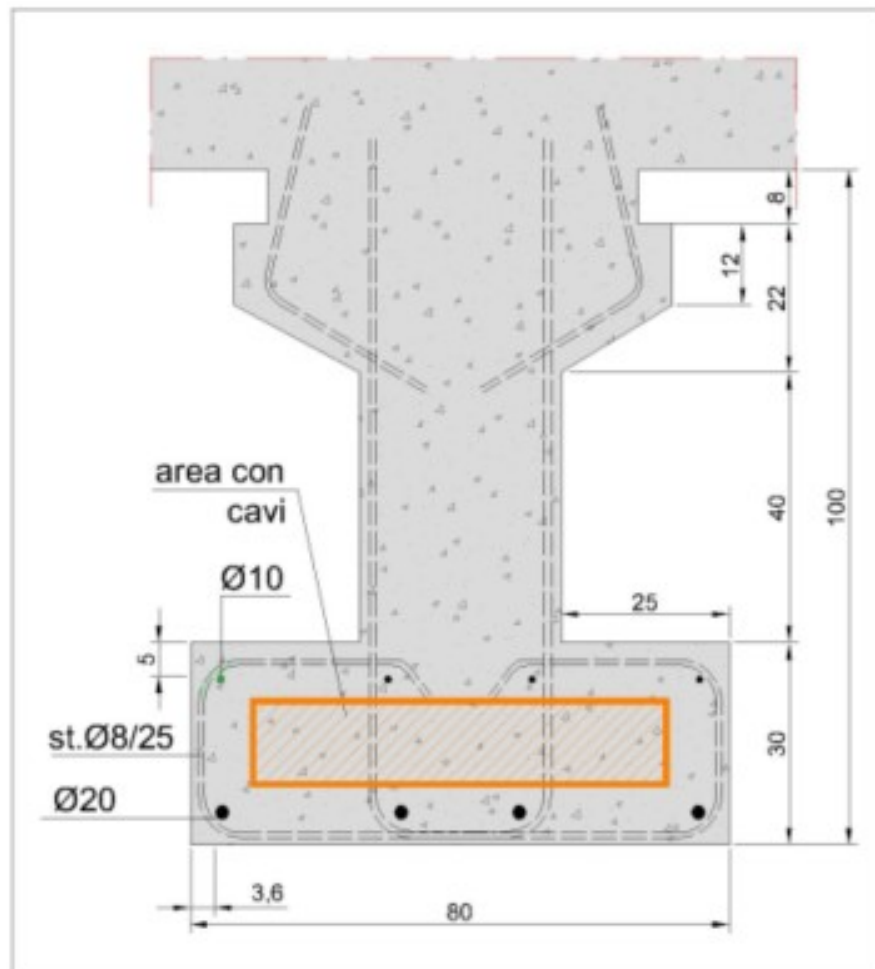
| SIGLA CAMPIONE | STRUTTURA DI PRELIEVO | dimensioni carota | | | | | massa volumica carota | carico di rottura | carico unitario fc |
|----------------|-----------------------|-------------------|------|------------|--------|------|-----------------------|-------------------|--------------------|
| | | Ø | h | superficie | volume | peso | | | |
| | | mm | mm | mm² | cm³ | 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 | carico unitario snervam. fy | carico di rottura |
|----------------|-----------------------|--------------------------|--------|------|--------|-------|-----------------------|-----------------------------|-------------------|
| | | Ønom | lungh. | peso | area | Øeq.* | | | |
| | | mm | mm | g | mm² | 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

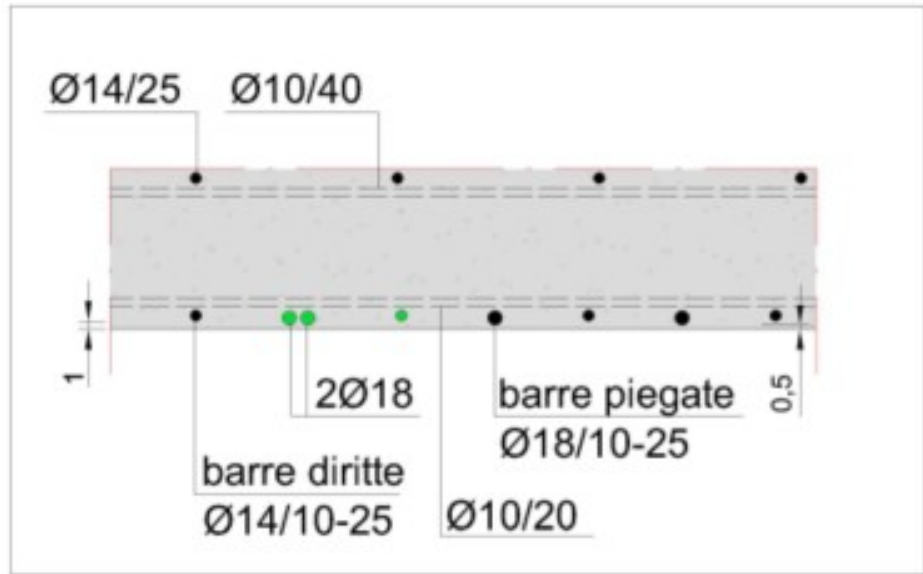
| DESCRIZIONE DELLA PROVA | |
|---|---------------|
| TRAVE IN C.A. | CARREGGIATA : |
| NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite ind state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i di | |



Sezione area di indagine



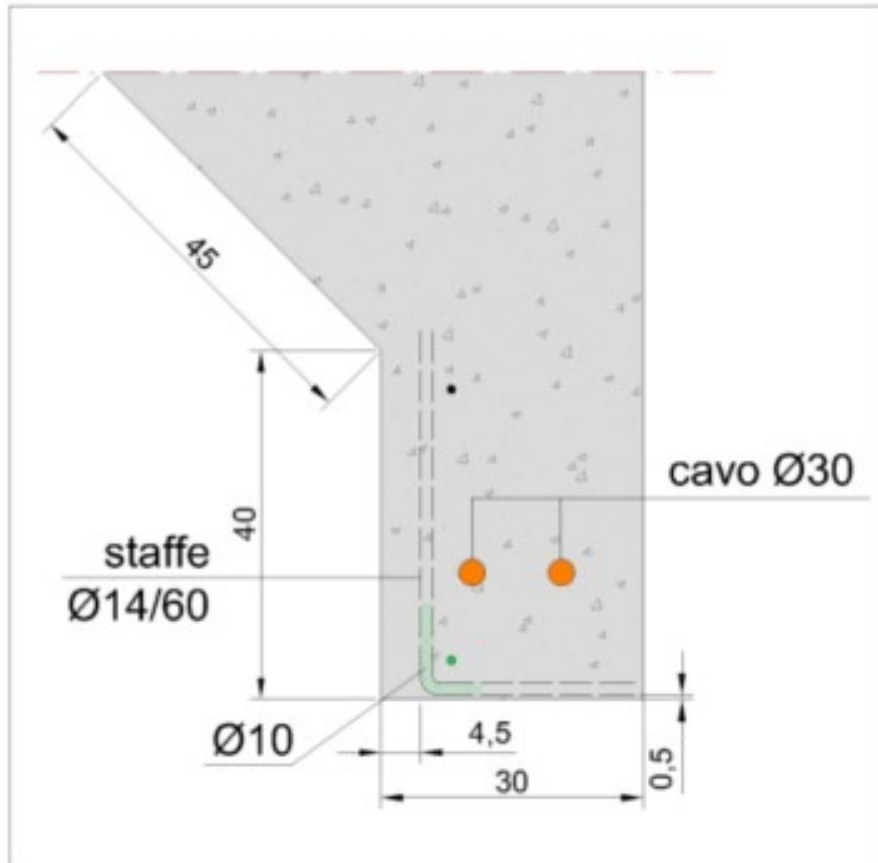
| DESCRIZIONE DELLA PROVA | |
|---|---------------|
| SOLETTA IN C.A. | CARREGGIATA S |
| NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci con presenza di ruggine localizzata. Tramite sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati | |



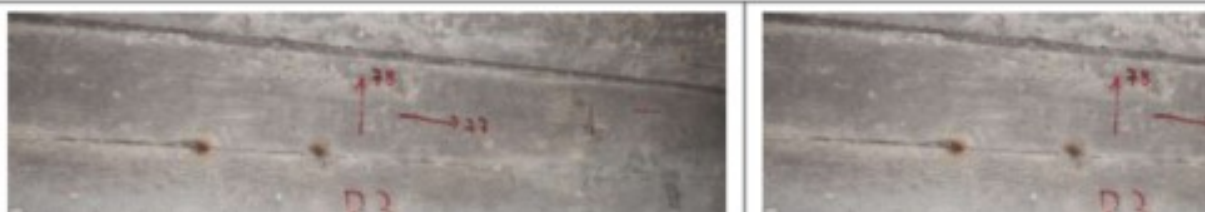
Sezione area di indagine



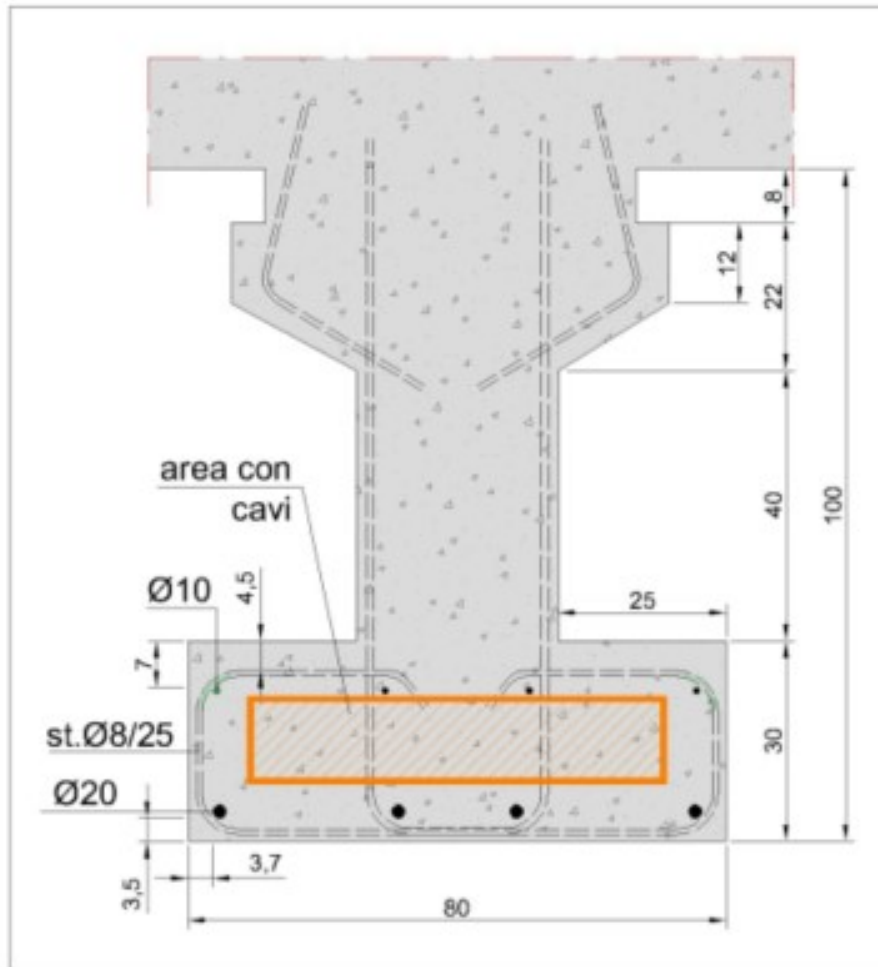
| DESCRIZIONE DELLA PROVA | |
|---|---------------|
| TRAVERSO | CARREGGIATA S |
| <p>NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci con presenza di ruggine e corrosione. Tramite sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stima</p> | |



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 | |

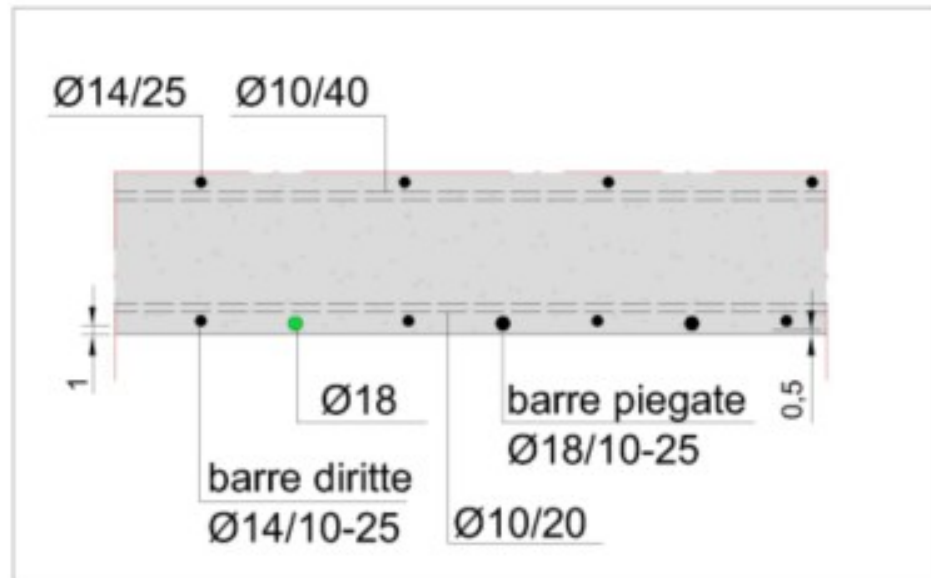


Sezione area di indagine



| 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
 $S = S_s \times S_T =$ 1.62

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 T_R : 1950 anni
 a_g : 0.271 g
 F_0 : 2.432
 T_c^* : 0.311 s
 S_s : 1.41
 S_T : 1.00
 $S = S_s \times S_T =$ 1.41

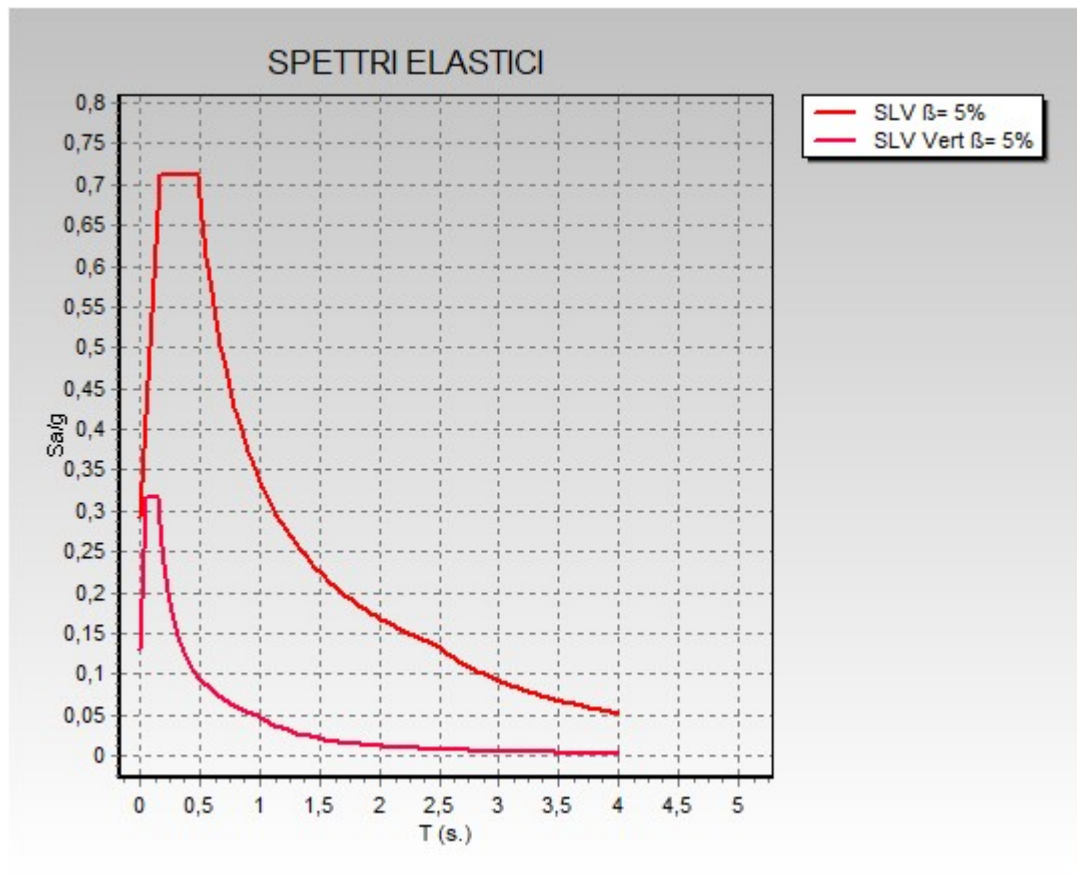


Figura 1-30. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

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.

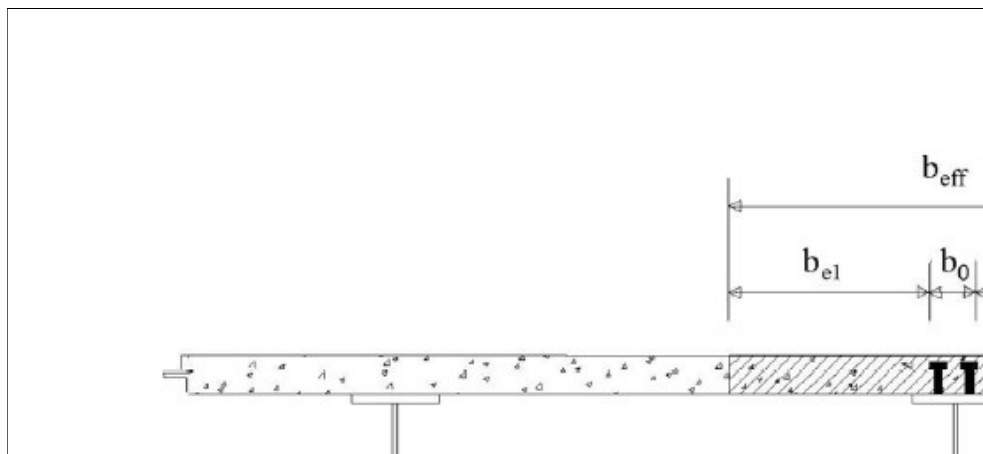


Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

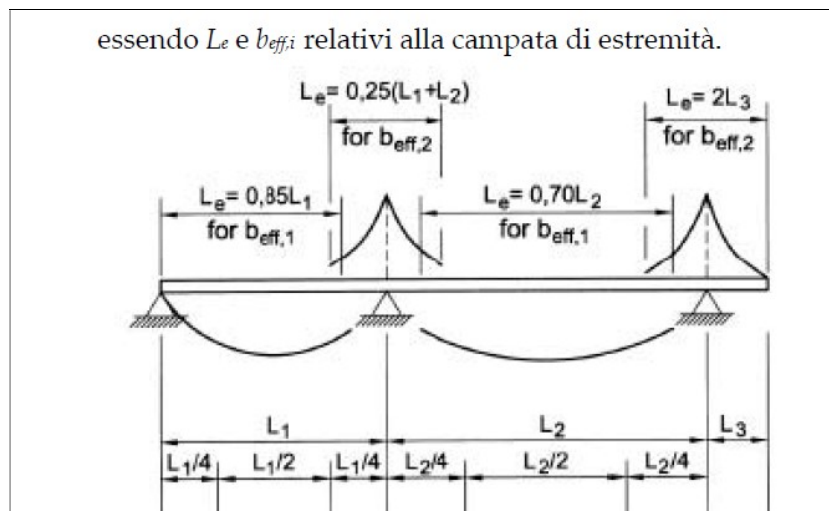


Figura 2-2. Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

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:

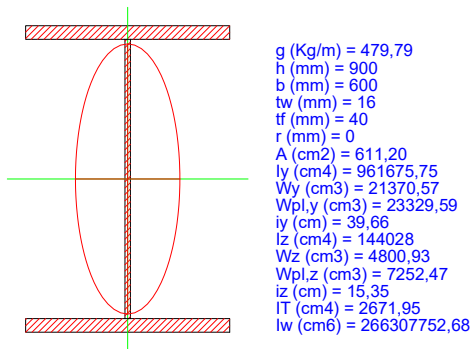
| | | | |
|-----------------------------|-----------|-------------|--------------------------------------|
| b_0 | mm | 400 | Interasse tra i connettori |
| L_e | mm | 23640 | Lunghezza della trave |
| b_1 | mm | 900 | Seminterasse sinistro |
| | | | Seminterasse medio destro |
| b_2 | mm | 1670 | (sbalzo 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

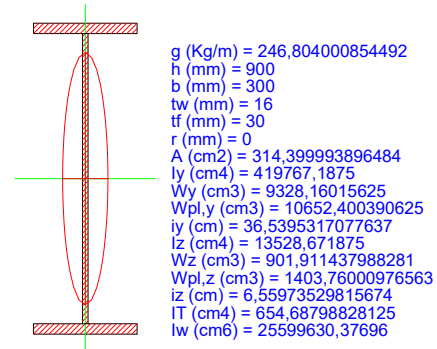
2.1.6.1 Proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche

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:

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

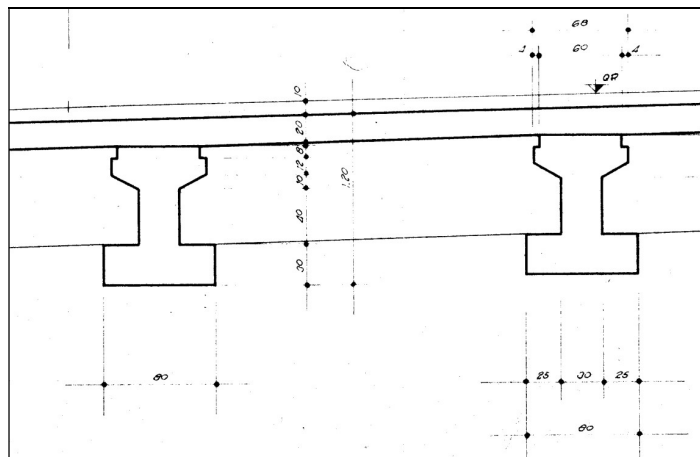
2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

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 | |
| β 1 | | 0.93077 | |
| β 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_{O1} |

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 |
| fc _m | Mpa | 43 | Resistenza media a compressione del calcestruzzo |
| t | giorni | 18250 | vita nominale (50 anni) espressi in giorni |
| t _{0,T} | giorni | 28 | età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura |
| a | | 1 | con a=1 t=t _{0,T} |
| t ₀ | | 28 | età del calcestruzzo in giorni al momento del carico |
| b(t ₀) | | 0,49 | fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità |
| b(fc _m) | | 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 |
| f ₀ | | 1,57 | coefficiente nominale di viscosità |
| bH | | 1359,70 | coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h ₀ |
| | | 1500 | |
| | | 1359,70 | valore da considerare |
| bc(t-t ₀) | | 0,98 | coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico |
| f(t-t ₀) | | 1,53 | coefficiente di viscosità |
| E ₂₈ | | 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 (ΔtN)**

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.

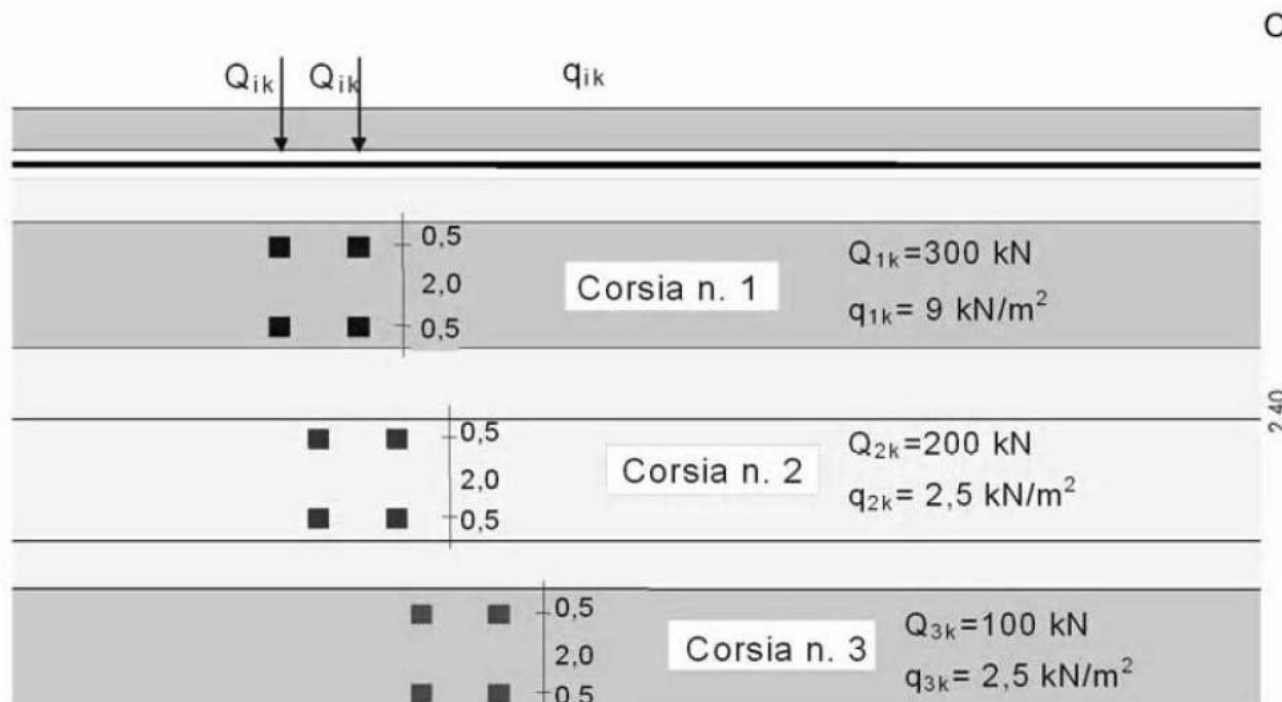


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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.

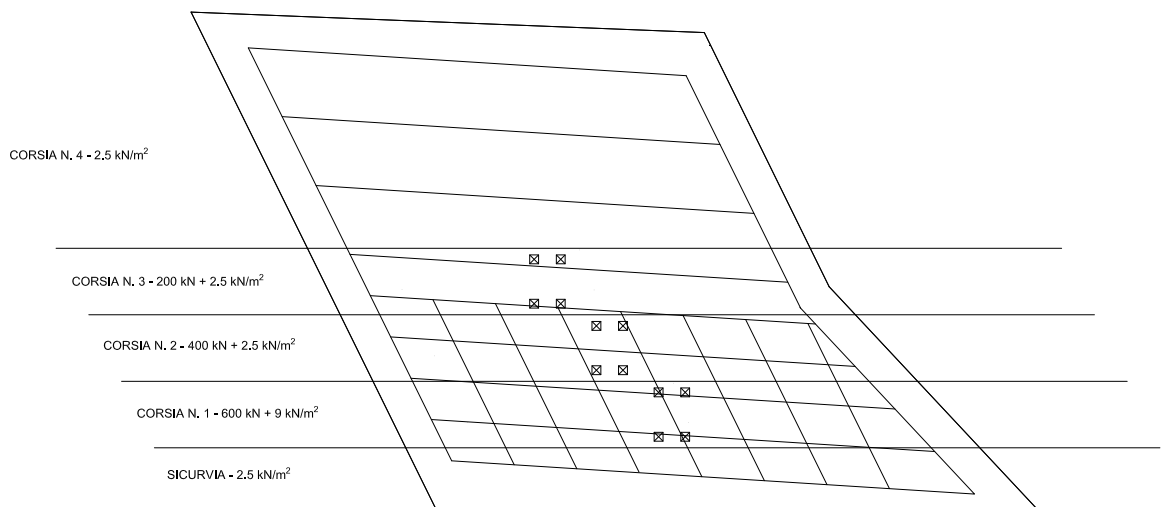


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto

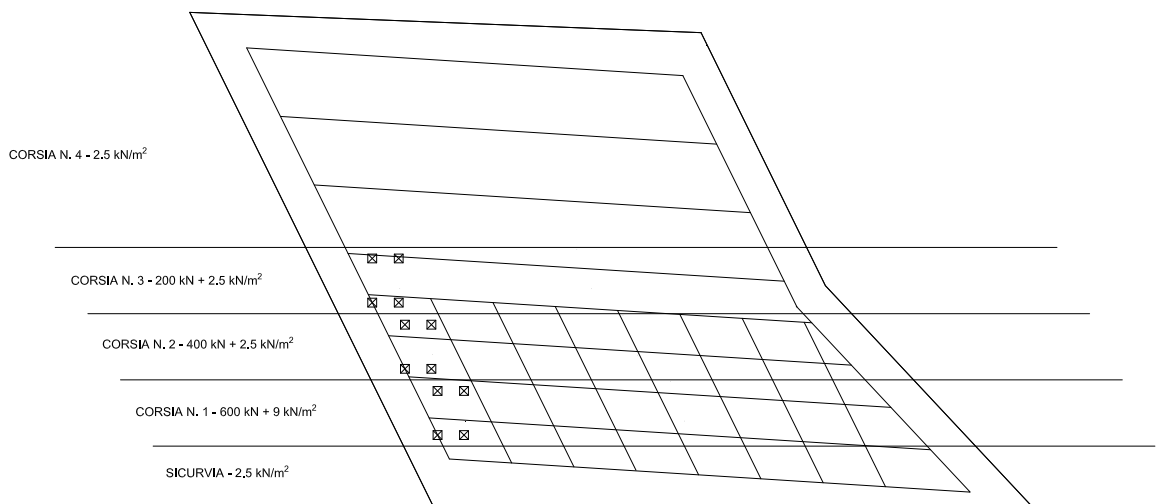


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massimo taglio impalcato di progetto

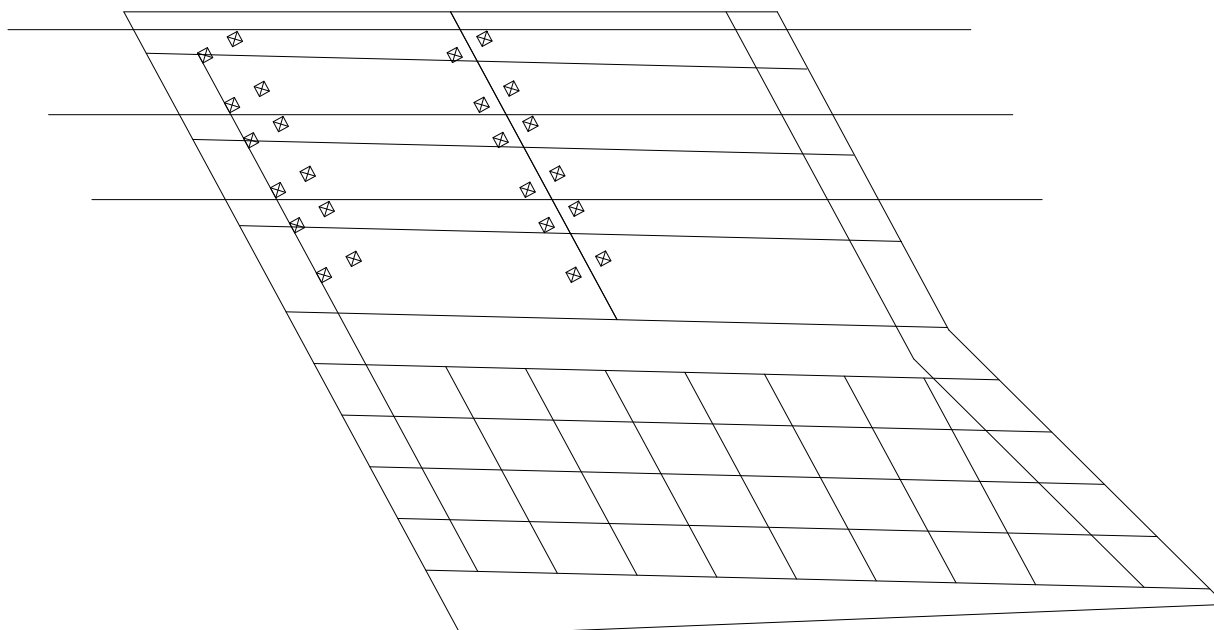


Figura 3-5. Disposizione carico tandem per massimo momento e massimo taglio impalcato esistente

• **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.

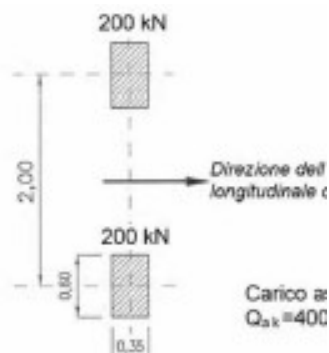


Figura 3-7. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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 $0.3q_{rk}$.

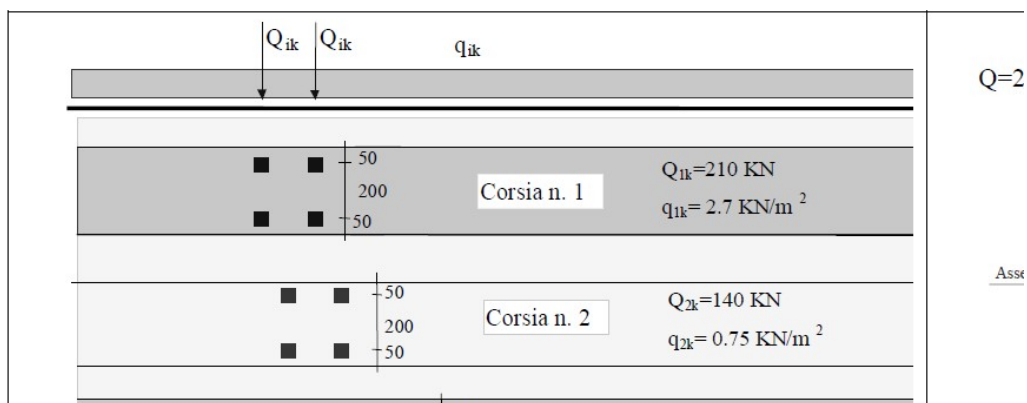


Figura 3-8. Modello di carico di fatica n.1 (Figura 5.1.4 delle NTC2018)

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.

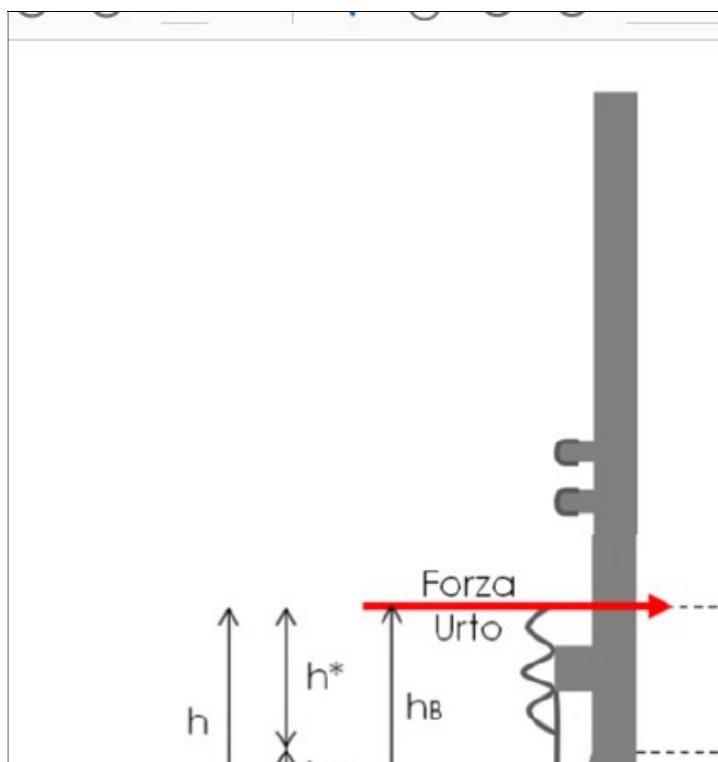


Figura 3-9. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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.

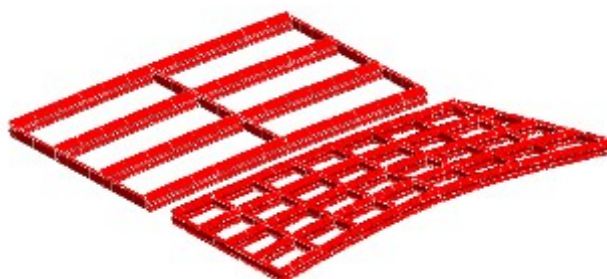


Figura 3-11. Deformata per modo 1 (T=0.383s)

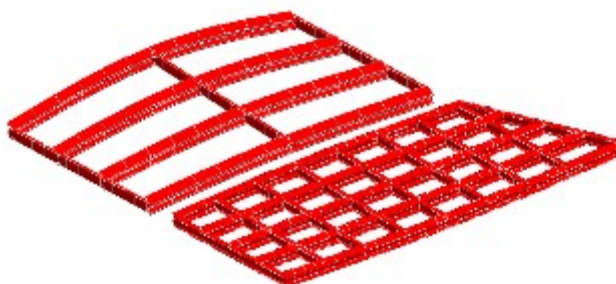


Figura 3-12. Deformata per modo 2 (T=0.357s)

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

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

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

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

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

3.4 AZIONE SISMICA

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

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Si considera, invece, lo Stato Limite di Danno (SLD) per la valutazione degli spostamenti e per il calcolo delle escursioni massime ammissibili in corrispondenza dei giunti e dispositivi di appoggio.

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.

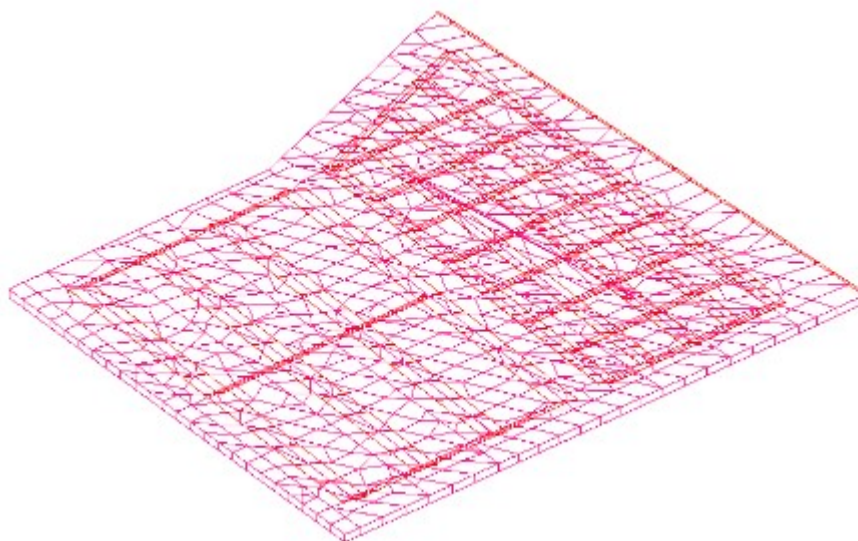


Figura 4-1. Modello FEM estruso

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 | γ_G o γ_Q |
| Peso strutturale | 1.35 |
| Peso non strutturale | 0.00 |

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

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

| FASE 3 STATICA | | | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,90 | 1,20 | 1,20 | 0,90 | 0,90 | -0,90 | -0,90 | -1,20 | -1,20 | -0,90 | -0,90 |
| 0,00 | 0,90 | 0,00 | 1,50 | 0,00 | 0,90 | 0,00 | 0,90 | 0,00 | 1,50 | 0,00 |
| 0,90 | 0,00 | 0,90 | 0,00 | 1,50 | 0,00 | 0,90 | 0,00 | 0,90 | 0,00 | 1,50 |
| 1,35 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,35 | 1,35 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 |
| 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 |
| 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 |
| 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 | 1,01 | 0,00 |
| 0,90 | 1,20 | 1,20 | 0,90 | 0,90 | -0,90 | -0,90 | -1,20 | -1,20 | -0,90 | -0,90 |

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

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

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

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

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

4.1.2 Verifiche

4.1.2.1 Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento

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

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

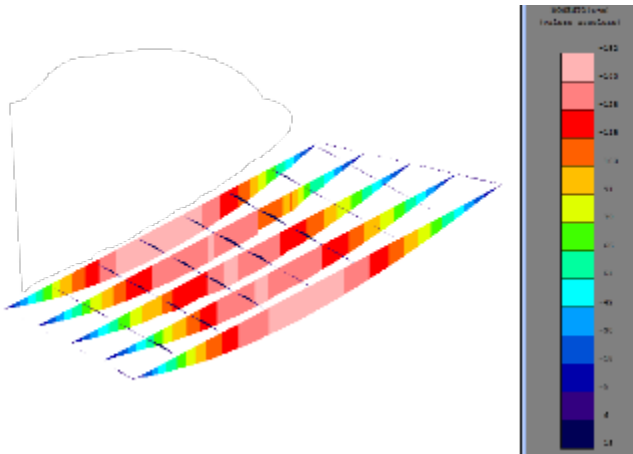


Figura 4-2. Involucro Mx [tm]

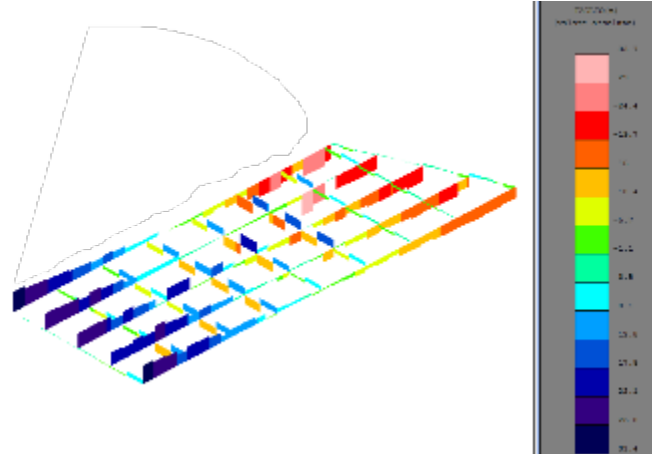


Figura 4-3. Involucro Ty [t]

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:

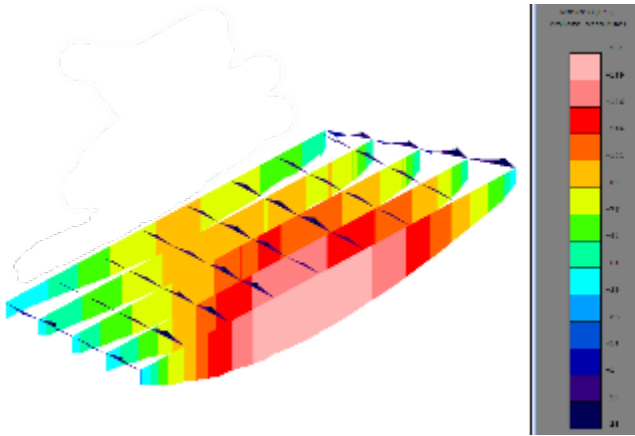


Figura 4-4. Involuppo Mx [tm]

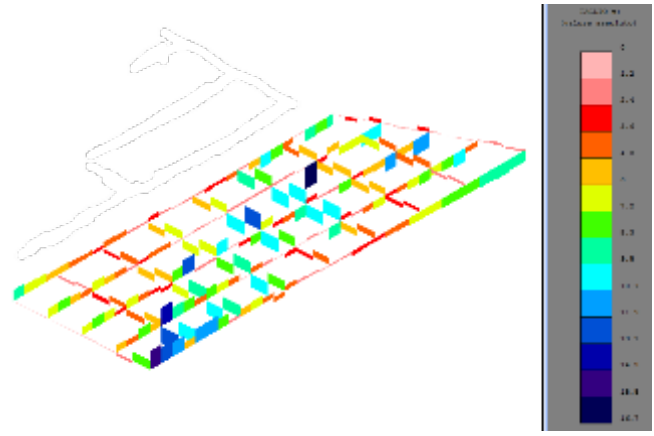


Figura 4-5. Involuppo Ty [t]

- **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 Mx [tm]

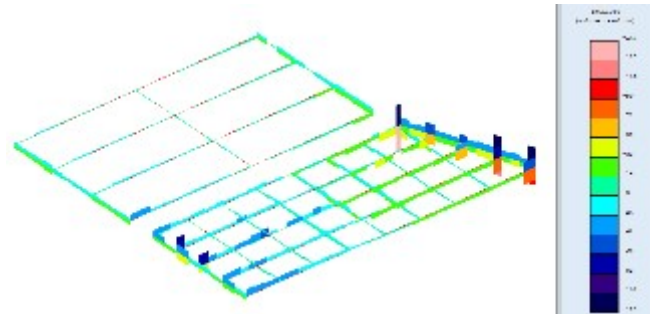


Figura 4-7. Inviluppo Ty [t]



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 | hc | mm | 250 | | | |
| b2 | mm | 600 | b _{eff} | mm | 1800 | | | |
| tf1 | mm | 40 | h's | mm | 40 | | | |
| tf2 | mm | 40 | A _s | mmq | 3048 | | | |
| h | mm | 900 | | | | | | |
| tw | mm | 16 | | | | | | |
| g | Kg/m | 479,8 | | | | | | |
| A | cmq | 611,2 | | | | | | |
| I _y | cm4 | 961676 | | | | | | |
| I _z | cm4 | 144028 | | | | | | |
| W _{pl,y} | cm4 | 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

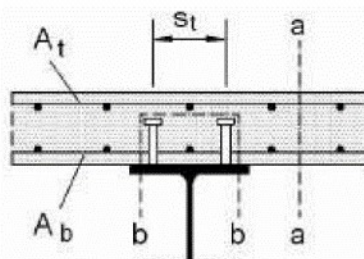
I connettori vengono dimensionati a completo ripristino. La forza di scorrimento massima che devono sopportare è pari a minimo tra la massima compressione in soletta $V_c = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ e la massima trazione nella trave d'acciaio $V_a = A_a \cdot f_{ywd}$

| | | | |
|----------|-----|-------|--------------------------------|
| 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 2φ22/200 mm.

Verifica armatura trasversale della soletta

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



| | | | |
|------|------|-------|--|
| 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 |
| γc | | 1,50 | |
| γs | | 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 |
| $\gamma M1$ | | 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 | 865444551 | Sforzo normale critico euleriano |
| λy | | 0,32 | |
| λz | | 0,36 | |
| $\alpha y-y$ | | 0,34 | |
| $\alpha z-z$ | | 0,49 | |
| $\phi y-y$ | | 0,57 | |
| $\phi z-z$ | | 0,60 | |
| $\chi y-y$ | | 0,9558 | |
| $\chi z-z$ | | 0,9187 | |
| χmin | | 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 | mm ³ | 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:

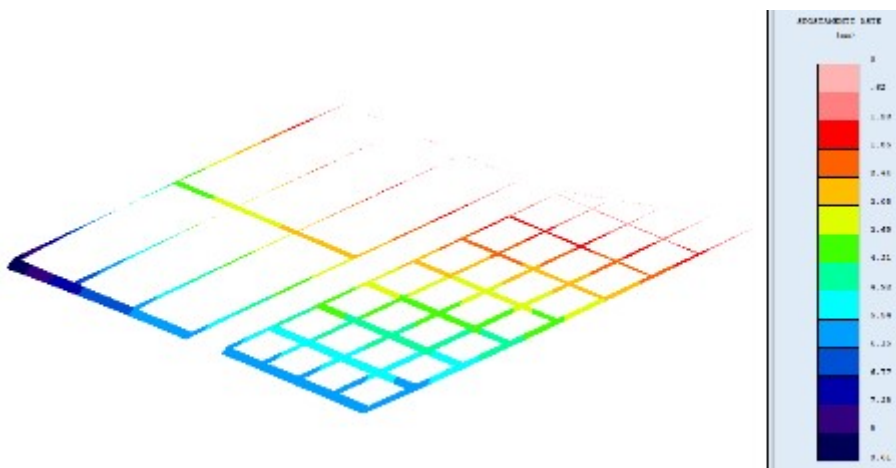
| | | | |
|--|-----|--------|--|
| d | mm | 840 | altezza dell'anima |
| tw | mm | 16 | spessore dell'anima |
| d/tw | | 52,5 | rapporto altezza/spessore |
| ϵ | | 0,81 | |
| η | | 1,2 | |
| $\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \epsilon$ | | 48,82 | rapporto limite anima non irrigidita |
| $\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau}$ | | 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:

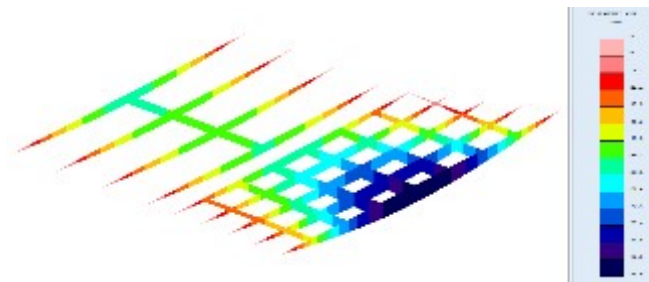
| | |
|----------------------|---------|
| Azione verticale | 1500 kN |
| Azione longitudinale | 270 kN |
| Azione trasversale | 270 kN |

4.1.2.5 Verifica di deformazione

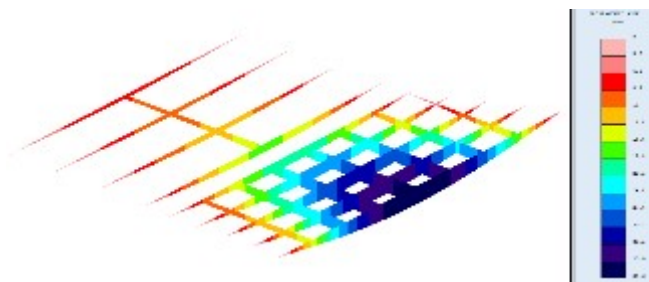
La verifica di deformazione è stata condotta ai sensi del § 4.2.4.2.1 delle NTC2018.

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.

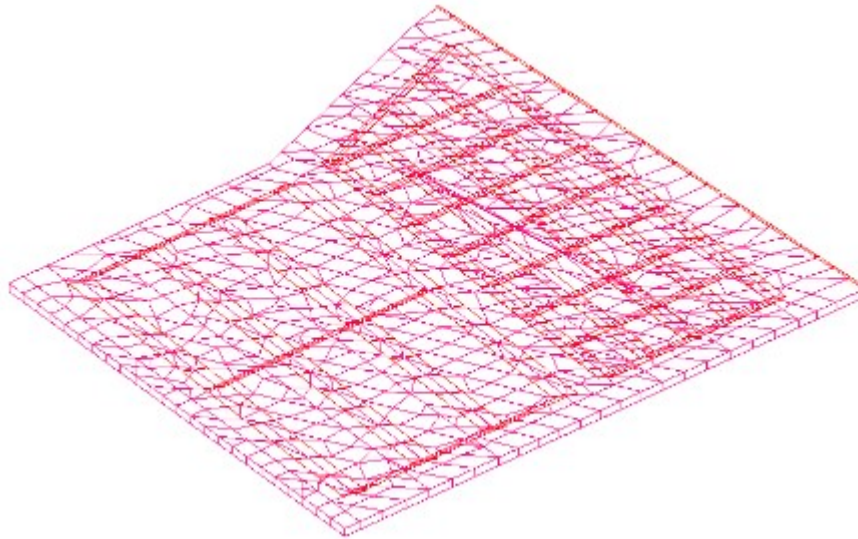


Figura 4-9. Modello FEM

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:

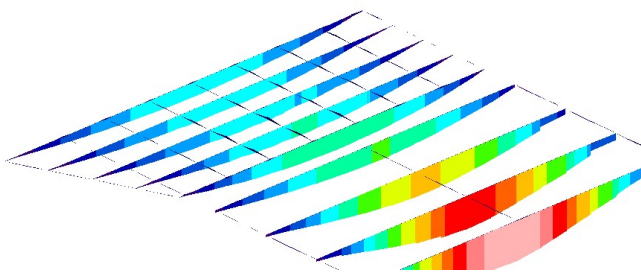


Figura 4-10. Involuppo Mx [tm]

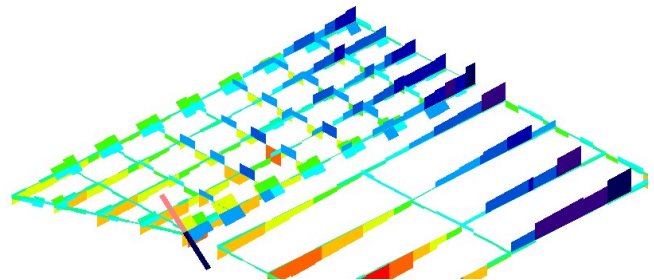


Figura 4-11. Involuppo Ty [t]

- **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-cls |
| $\sigma_{c,el} =$ | 7,2 | Mpa | tensione del cls a quota cavo equivalente |
| $\Delta\sigma_p =$ | 99,36 | Mpa | caduta di tensione dovuta alla viscosità = $\phi \times n \times \sigma_{c,el}$ |

Cadute di tensione totali

| | | |
|-------------------------------|---------------|------------|
| Rilassamento | 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% | |

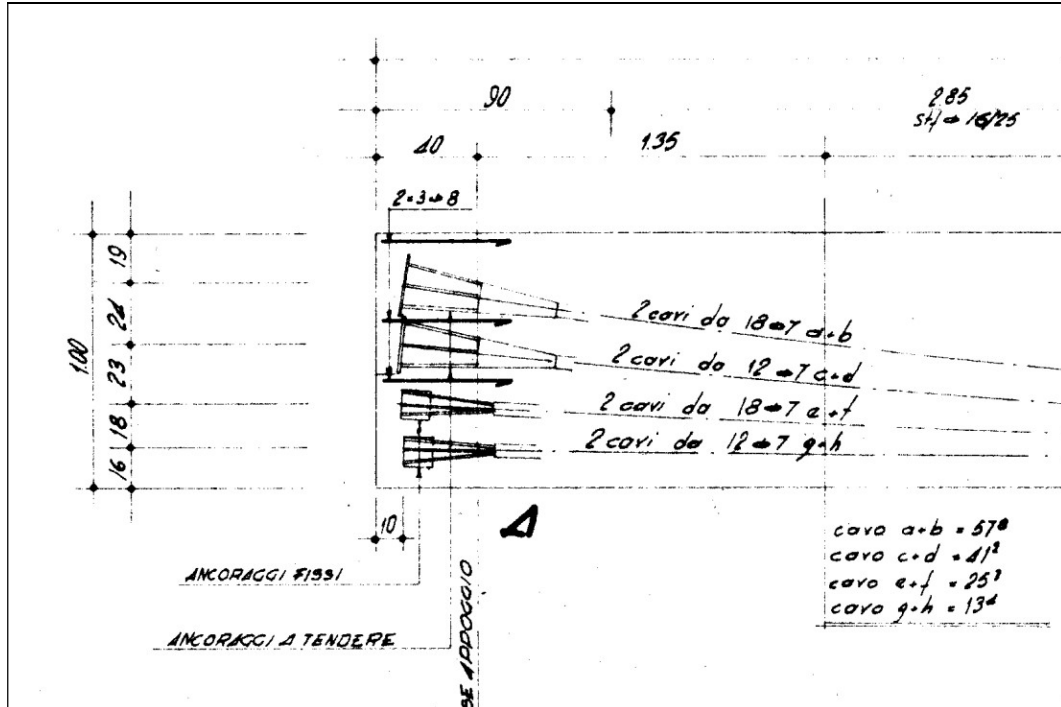
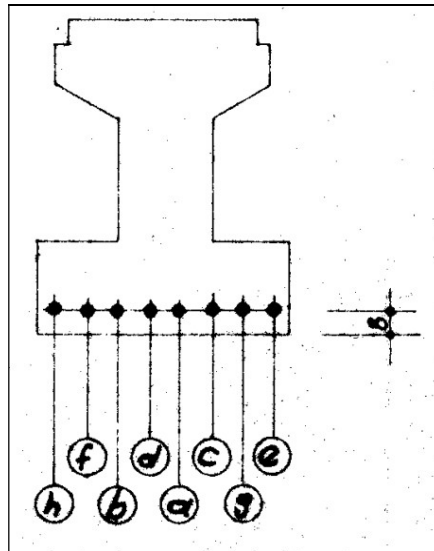
Il rapporto di cadute di tensione su tiro iniziale risulta prossimo al valore indicato nella relazione originaria di calcolo pari al 20%.

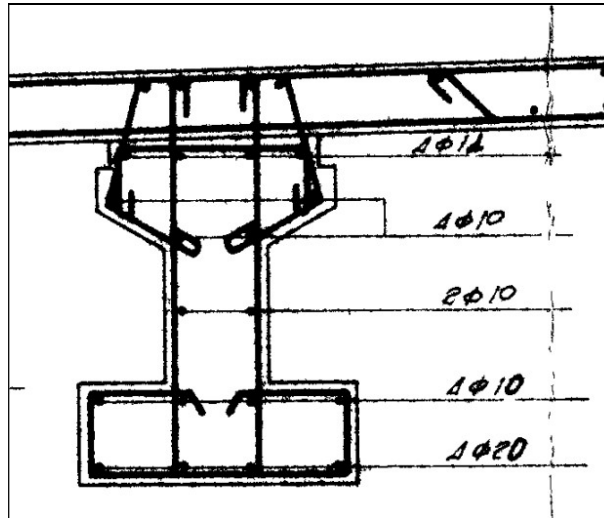
• **Verifica della trave in c.a.p.**

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° cavi

| 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

Proprietà materiali:
 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

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

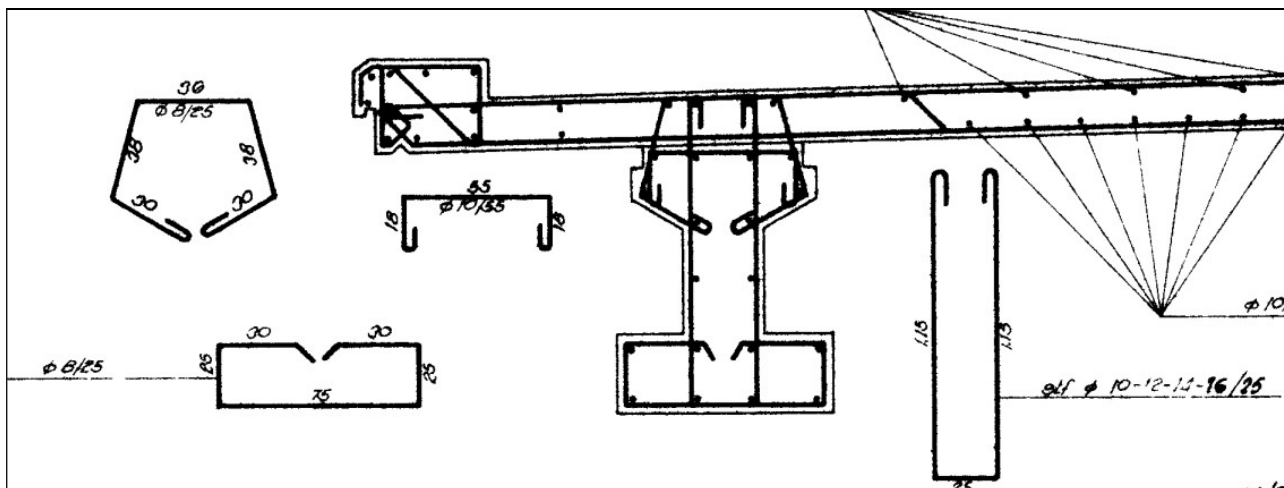
Parametri:
 N° rett. 100
 σ_{sp} 1.22
 ε 40 ‰

Calcola MRd **Dominio M-N**

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

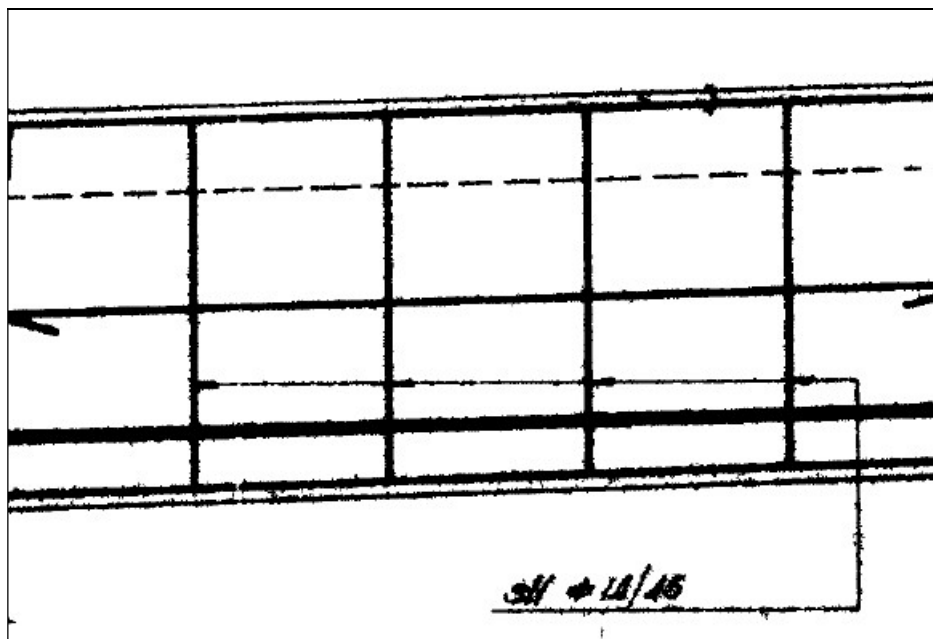
N* rett.

 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 |

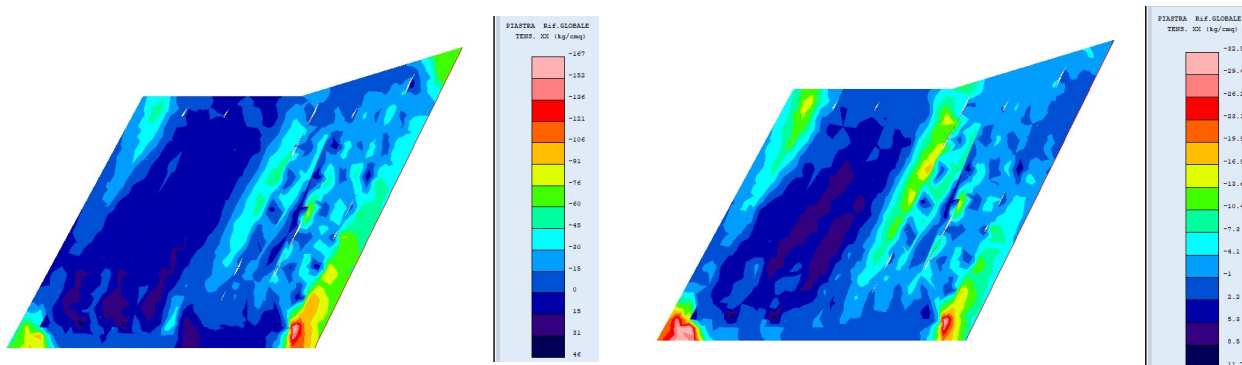
| cot θ [°] | V _{rcd} [kN] | V _{rsd} [kN] | V _{rd} [kN] |
|------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| 2,5 | 1007.9 | 588.7 | → 588.7 |

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.

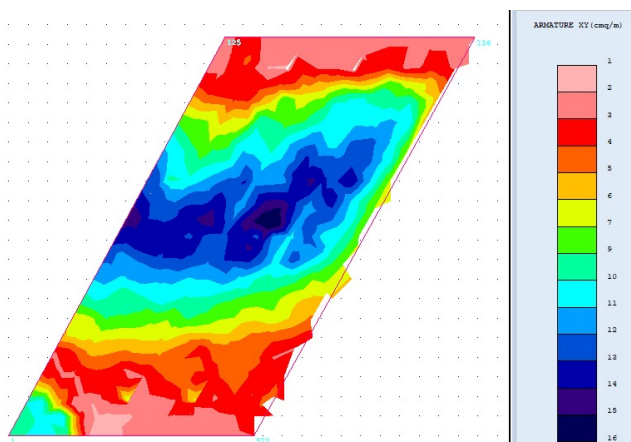
Si riportano a seguire alcuni color map delle tensioni ricavate dal calcolo:



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’avanzaterra 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 traverso | |
| 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

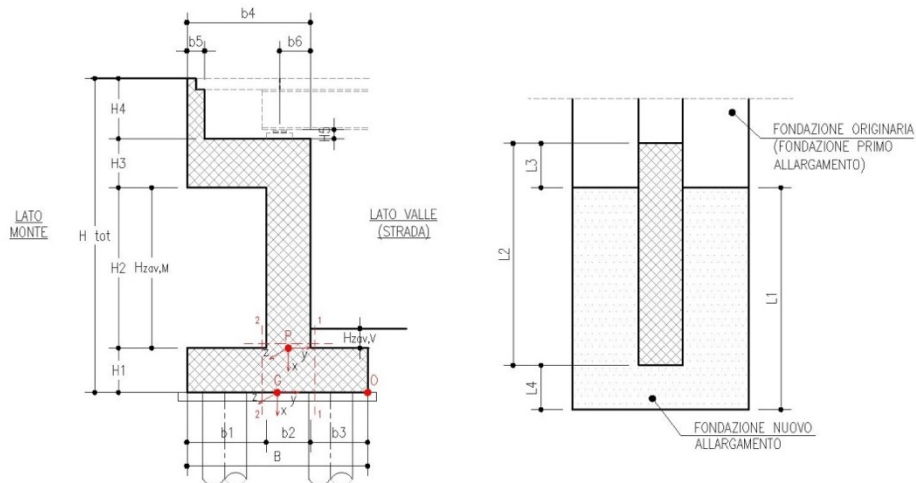


Figura 5-2. Sistema di riferimento

| 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 | | | |
| Acciaio | B450C | | |
| f_{yk} | 450 | [N/mm ²] | |
| Pesi specifici | | | |
| γ_{cls} | 25 | [kN/m ³] | |
| γ_{steel} | 78.5 | [kN/m ³] | |
| γ_{pav} | 22 | [kN/m ³] | |
| Sovraccarico accidentale da traffico | | | |
| q | 20 | [kN/m ²] | |
| Parametri geotecnici del terreno di rilevato | | | |
| $\gamma_{terreno}$ | 20 | [kN/m ³] | |
| ϕ' (M1) | 35 | [°] | |
| Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta) | | | |
| $\gamma_{terreno}$ | 20 | [kN/m ³] | |
| ϕ | 38 | [°] | |
| c' | 0 | [kPa] | |

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 | | x_G [m] | y_G [m] | R_x [kN/m] | R_y [kN/m] | M_z [kNm/m] | |
| Sovraccarico accidentale (4a) | | 0.00 | -3.43 | 53 | 0 | 182 | |
| Componente orizzontale | | x_G [m] | y_G [m] | R_x [kN/m] | R_y [kN/m] | M_z [kNm/m] | |
| Sovr. accidentale (4b) M1 | | -5.58 | 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 3 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} 432,5 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰

M_{xRd} 6.011 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 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 |
| | | | $\sigma_s =$ | 222 | N/mm ² | $S_{max} =$ | 300 |
| | | | $\sigma_s =$ | 200 | 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 |
| | | | $\sigma_s =$ | 182 | N/mm ² | $S_{max} =$ | 200 |
| | | | $\sigma_s =$ | 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 | | x_G [m] | y_G [m] | R_x [kN/m] | R_y [kN/m] | M_z [kNm/m] | |
| Sovraccarico accidentale (4a) | | 0.00 | -3.43 | 53 | 0 | 182 | |
| Componente orizzontale | | x_G [m] | y_G [m] | R_x [kN/m] | R_y [kN/m] | M_z [kNm/m] | |
| Sovr. accidentale (4b) M1 | | -5.58 | 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.

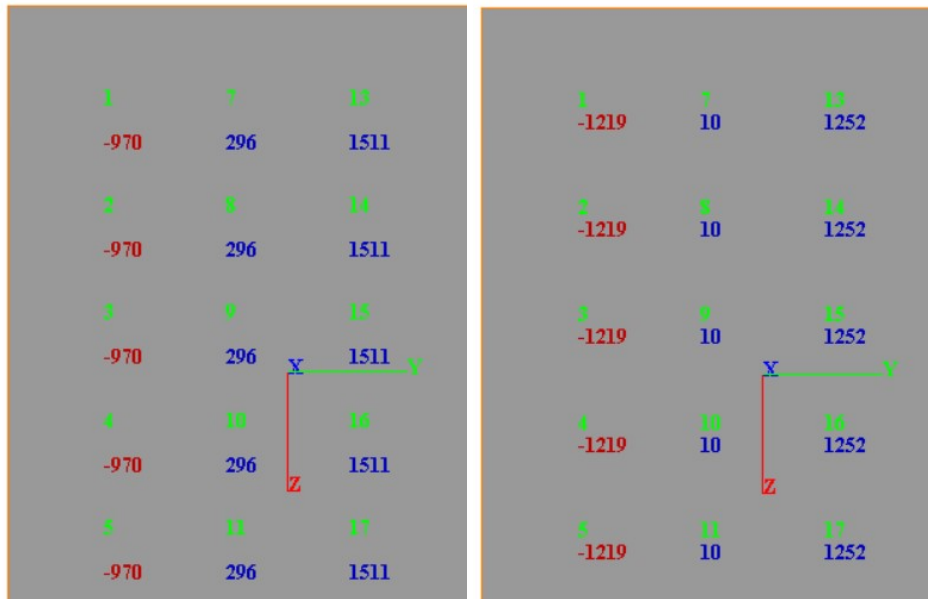


Figura 5-15. Riepilogo massime sollecitazioni Pali

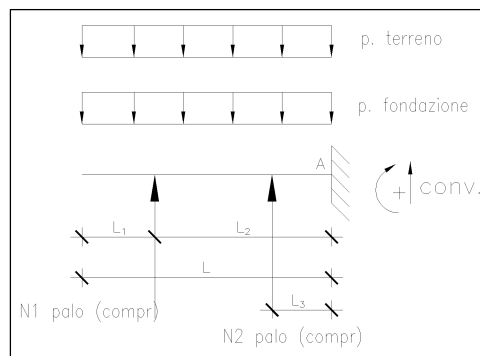
5.2.3.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale)

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 |



$$V = V_G + V_t = 1$$

$$Msd(A) = Msd(max) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 5327 \text{ kNm/m}$$

$$Vsd(A) = N_{1palo_teso} / i + N_{2palo_compr} / i - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times L = 1511 \text{ kN/m}$$

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

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

$$SLE - RARA \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 2300 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - FREQ. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 2093 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - Q.P. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1831 \text{ kNm/m}$$

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: Rettangolare

Calcola M

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 _{Rd} / V _{Ed} | |
| 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)

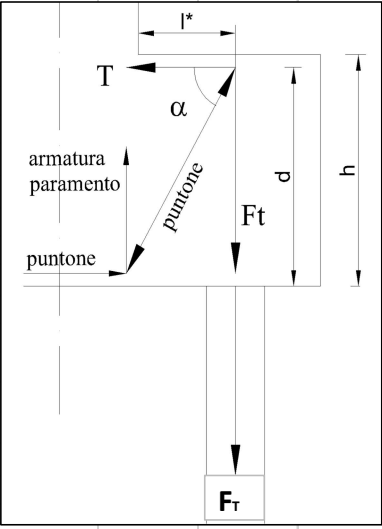
Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione longitudinale (parallela all'asse impalcato).

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 |
| b ₁ | 5.25 | m | Lunghezza retrozattera |
| b ₃ | 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 | |
| A _{s,min} | 9535 | mm ² | |
| n | 44 | | |
| Φ | 26 | mm | |
| A _s | 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 / 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

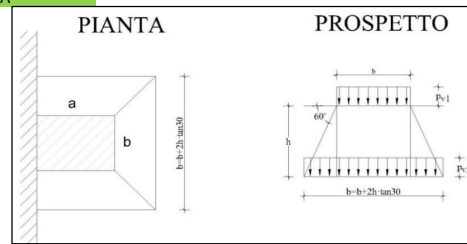
N 19.24 kN/m

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 |
| | γ _c = | 1.5 | α _{cc} = | 0.85 | f _{cd} = | 18.13 | N/mm ² |
| | | | E _c = | 33346 | 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 | ε _{se} = | 1.96 | f _{yd} = | 391.30 | N/mm ² |
| Caratteristiche geometriche della sezione | | | | | | | |
| B = | 1000 | mm base | n. | 5 | ø(mm) | 16 | A _s (mm ²) |
| H = | 450 | mm altezza | | | | | 1005 |
| c = | 35 | mm coprifer. | | | | | 59 |
| N _{Ed} positivo di compressione | | | 5 | 16 | | | 1005 |
| M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione | | | | | | | 391 |
| y distanza dell'armatura dal lembo superiore | | | | | Σ | 2011 | mm ² |
| Verifiche agli Stati Limite Ultimi | | | | | | | |
| Flessione | | | | | | | |
| Combinazione | posizione | N _{Ed} | M _{Ed} | V _{Ed} | M _{Rd} | M _{Ed} | M _{Ed} |
| | | [kN] | [kNm] | [kN] | [kNm] | | |
| SLU | incastro paramento | 19.00 | 146.00 | 121.00 | 160.00 | | 1.10 |
| Taglio | | | | | | | |
| ψ _{staffe} = | 1 | mm | α = | 90 | ° inclinazione staffa | | |
| n _b = | 1 | n° braccia | s = | 1000 | mm passo | | |
| Combinazione | posizione | V _{Rd,0} | V _{Rd,s} | V _{Rd,c} | V _{Rd} | V _{Ed} | V _{Ed} |
| | | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | | |
| SLU | incastro paramento | 177.25 | | | 177.25 | | 1.46 |
| 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} | M _{Ed} | σ _c | σ _s | | |
| | | [kN] | [kNm] | [MPa] | [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 | | | |
| | | σ _s = | 240 | N/mm ² | | | |
| Combinazione | posizione | N _{Ed} | M _{Ed} | σ _c | σ _s | | |
| | | [kN] | [kNm] | [MPa] | [MPa] | | |
| FREQ | incastro paramento | 19.00 | 60.00 | 3.35 | 157.30 | | |
| Comb. Quasi permanente | | w _{lim} = | 0.2 | mm | | | |
| | | σ _s = | 200 | N/mm ² | | | |
| Combinazione | posizione | N _{Ed} | M _{Ed} | σ _c | σ _s | | |
| | | [kN] | [kNm] | [MPa] | [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:

$$N_i = N$$

$$H_i = H - T_i$$

$$M_i = M - (h_{tir} T_i)$$

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.

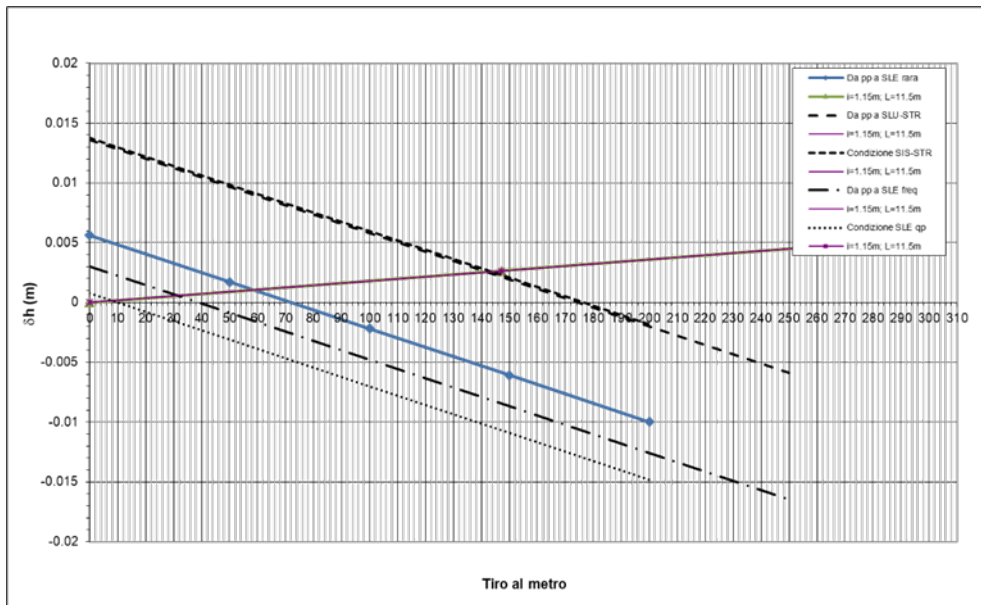


Figura 5-17 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

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.

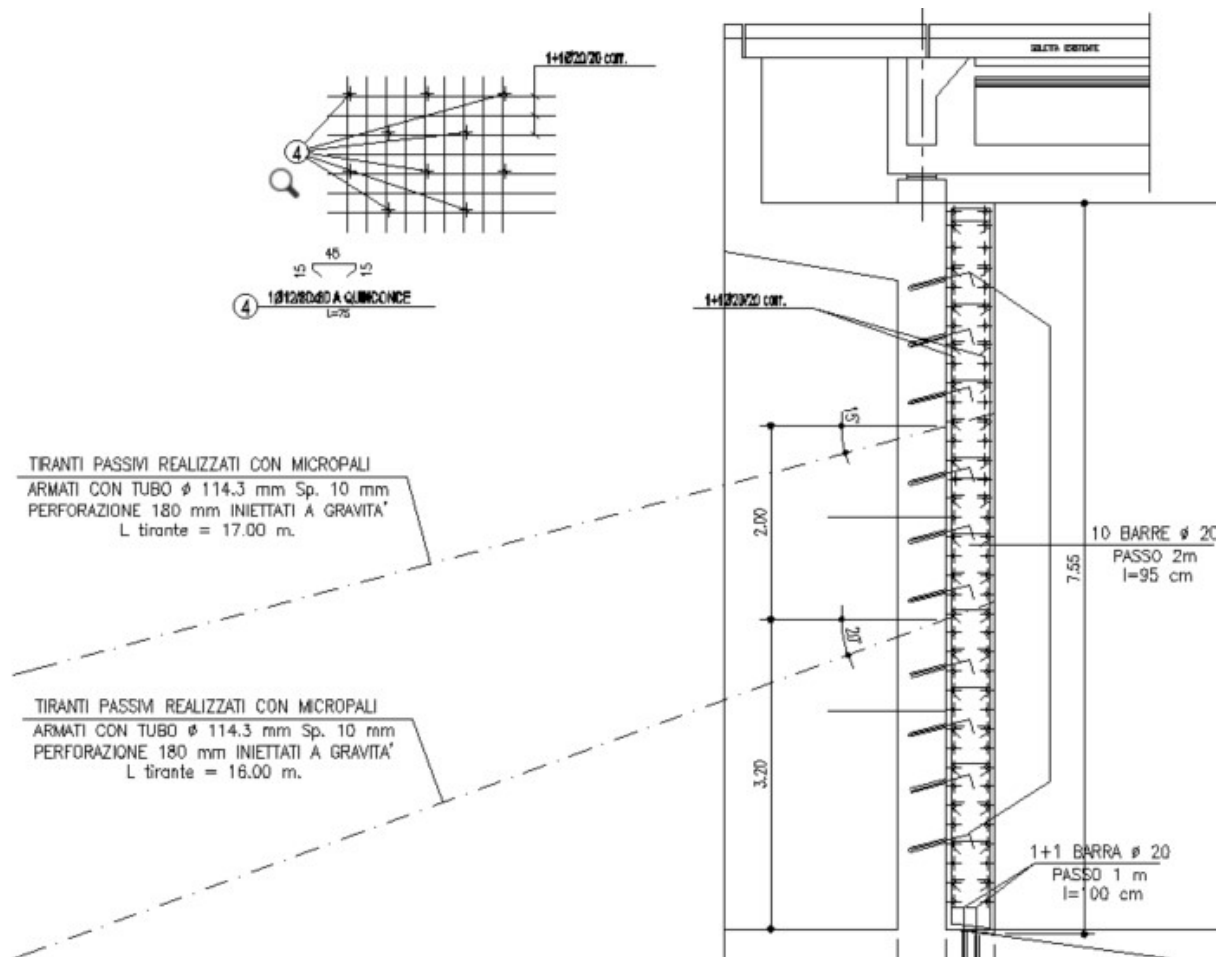


Figura 5-18. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

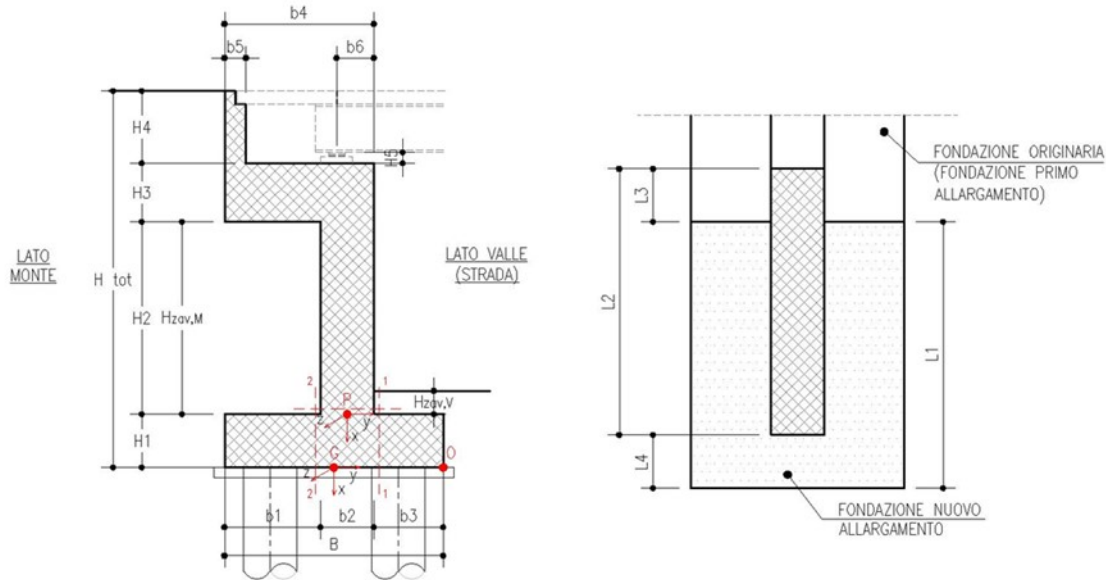
- le armature desunte dagli elaborati as-built a disposizione.
- le caratteristiche geometriche della spalla analizzata;
- l'analisi dei carichi agenti sulla spalla;
- per le combinazioni di carico più gravose, le sollecitazioni alla base della spalla, considerata come una mensola incastrata alla base, 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.

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” $C_{U,eq}$ superiore a quella effettiva del terreno naturale.

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

| PLINTO DI FONDAZIONE | | | |
|--|--------------------|-------------------------|---|
| <i>Dimensioni geometriche</i> | | | |
| L | 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 _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] | R _x [kN/m] | R _y [kN/m] | M _z [kNm/m] | R _x [kN/m] | M _z [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 _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] | R _x [kN/m] | R _y [kN/m] | M _z [kNm/m] | R _x [kN/m] | M _z [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 _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 | -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 |
| Carico | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| C1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C4a | 0.20 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.20 |
| C4b | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.75 | 0.75 | 0.20 | 0.20 |
| C4c | 0.20 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.75 | 0.75 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.20 |
| C4d | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| C4e | 0.20 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.40 | 0.40 | 0.00 | 0.40 | 0.00 | 0.20 |
| C5 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| C6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C7 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| C8 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (-kv) | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (+kv) | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (-kv) | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (+kv) | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

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

| | COMB. STR | | | | | | | | | | | |
|-----------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|--------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|------------|-------------|-------------------------|
| | no traffico (a) | no traffico (b) | Traffico 1 (a) | Traffico 1 (b) | Traffico 2a (a) | Traffico 2a (b) | Traffico 2a config 2 (a) | Traffico 2a config 2 (b) | no traffico | Traffico 1 | Traffico 2a | Traffico 2a config 2 |
| Comb. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| N _{Ed} | 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

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] = | 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

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 |
| Condizione di verifica | | |
| 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. oriz. | -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 | | |
| Paraghiaia | -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 | | |
| Paraghiaia | -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 | | |
| Paraghiaia 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 Zoom N° strati barre 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} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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} ‰
 E N/mm² f_{yk} N/mm²

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s 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

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

Materiali

acciaio an cls anni 60

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

Calcola MB

• **Verifica a taglio in T (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 = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$ | |
| V_{Rd} [kN] = | 2617.09 | Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd} | |
| V_{Sdu} [kN] = | 994.50 | Sollecitazione di progetto SLU | |
| Verificato | | | |

5.3.6.6 Verifica a punzonamento

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

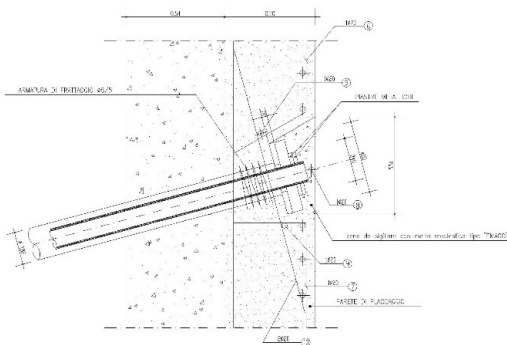


Figura 5-19. Dettaglio sezione di attacco tiranti

| VERIFICA A PUNZONAMENTO E.C.2 | |
|---|---|
| Rif. UNI EN 1992-1-1:2005 | |
| <i>Materiali</i> | |
| Rck [MPa] = | 35 |
| fck [MPa] = | 29.05 |
| fcc [MPa] = | 16.46 (c.a. $g_c=1,5$) |
| $\nu = 0,6[1-f_{ck}/250]$ = | 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> | |
| As,x [mm ²]= | 1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione x |
| As,y [mm ²]= | 1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione y |
| $\rho_{1x} = A_{s,x}/[(A+3dx)2d]$ | 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

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

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

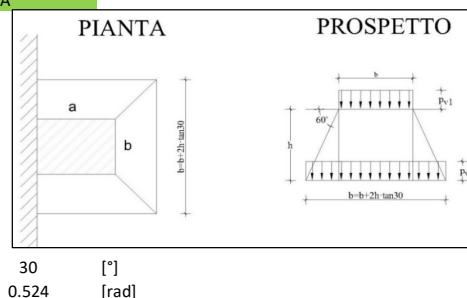
N 15.50 kN/m

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

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 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

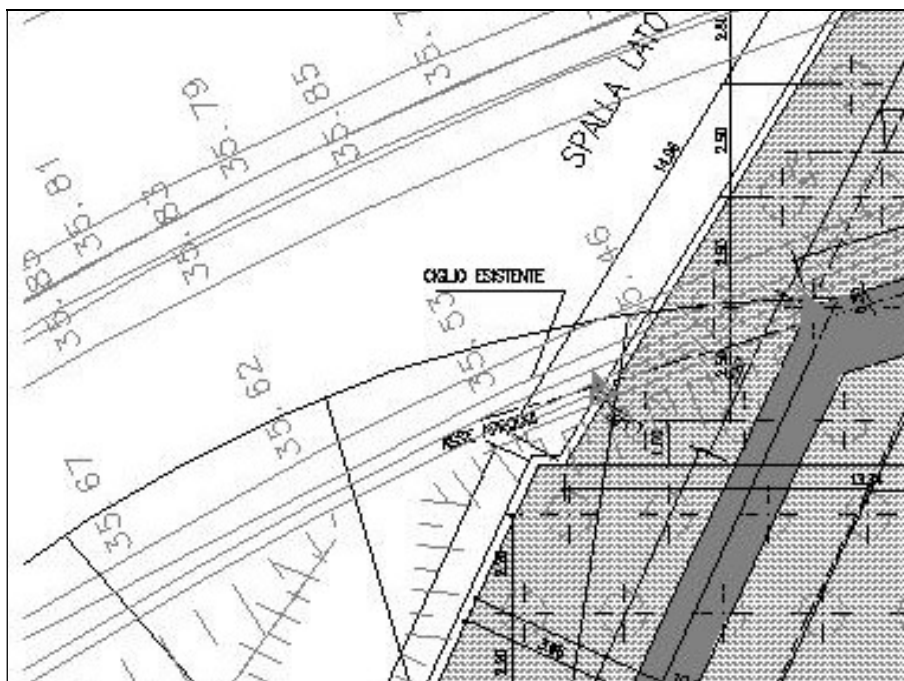
Calcola MR

| 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 | |

6 ANALISI STRUTTURALE DEL MURO ANDATORE CARREGGIATA NORD LATO BOLOGNA

6.1.1 Geometria di verifica

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



| 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

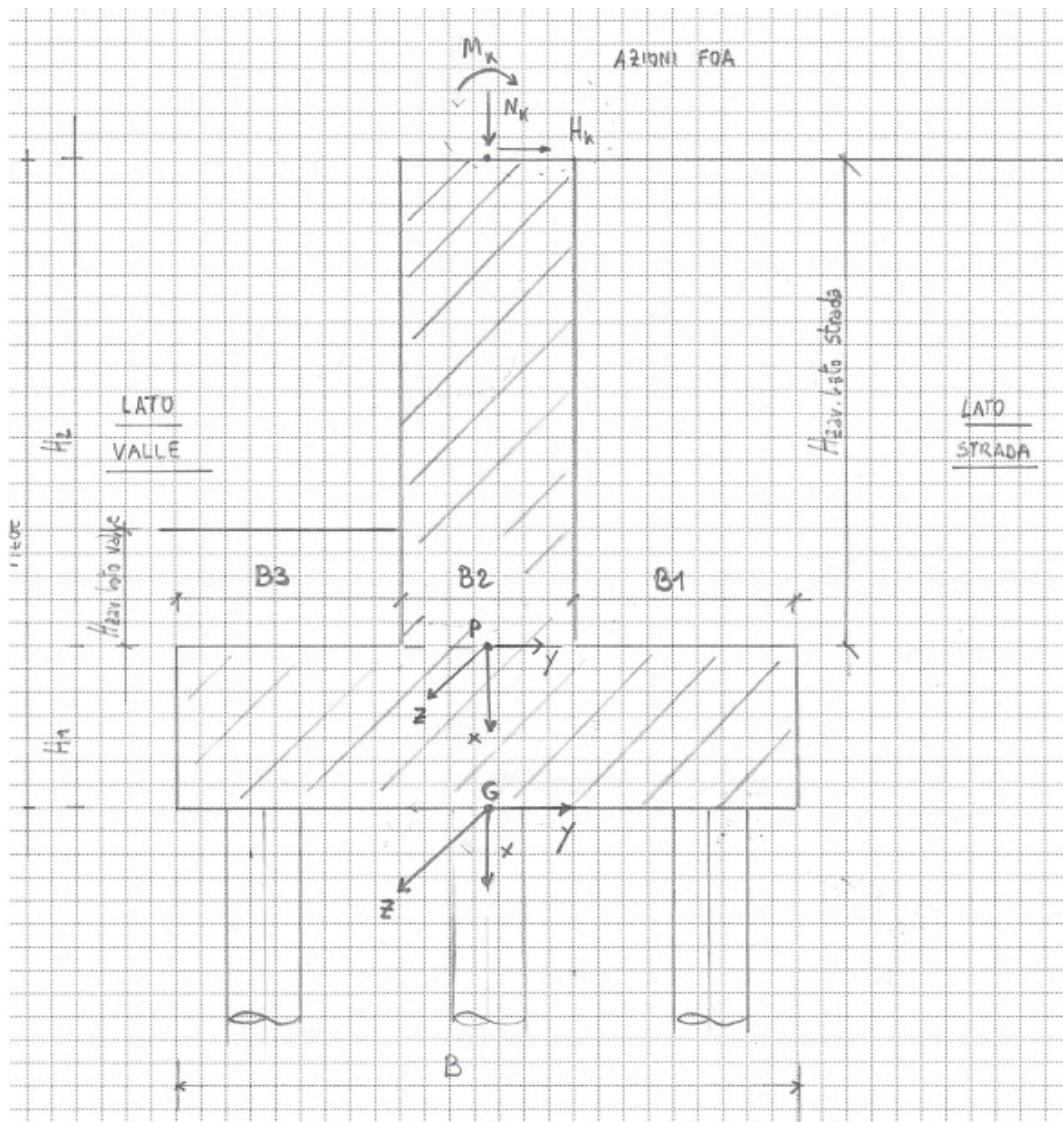


Figura 6-4. Sistema di riferimento

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 | | | |
| <u>Sisma diretto verso l'alto: - kv</u> | | | | | | | |
| 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 | | |
| <u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u> | | | | | | | |
| 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 | | | | | | | |
| <u>Sisma diretto verso l'alto: - kv</u> | | | | | | | |
| 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 |
| <u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u> | | | | | | | |
| 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 - orizz. | 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] | N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|
| 1 | 100 | 130 | 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

Materiali B450C C28/35

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

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²

Tipo Sez: Retta a T Retta

Metodo: S.L.U. M.C.

Tipo fles: Retta a T 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] | $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$ |
| 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 | FONDAMENTALE - VENTO DOM. | | | FONDAMENTALE - TRAFF. DOM. | | | ECCEZIONALE | | RARA V. DOM. | | RARA T. DOM. | |
|------------------------|---------------------------|-------|-------|----------------------------|-------|-------|-------------|-------|--------------|------------|--------------|------------|
| COMBINAZIONE | 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 | FREQ. V. DOM. | | | FREQ. T. DOM. | | | Q-P | | SISMICA | | | |
|------------------------|---------------|-------------|-------------|---------------|----------|----------|--------|--------|---------|--------|------|--|
| COMBINAZIONE | 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 | | |
| | 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 | -85 | 422 | 0 | -7 | 94 | 0 | 0 | 0 | -1 | -17 | 225 |
| 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 | -308 | -494 | 2401 | 308 | -494 | 2045 | 0 | -224 | 1113 |
| RISULTANTI | CS2 (+k _v) | | | | | | | | | | | |
| | R _x [kN/m] | R _y [kN/m] | M _z [kNm/m] | | | | | | | | | |
| 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 | FONDAMENTALE - VENTO DOM. | | | FONDAMENTALE - TRAFF. DOM. | | | ECCEZIONALE | | RARA V. DOM. | | RARA T. DOM. | | |
| COMBINAZIONE | 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 | FREQ. V. DOM. | | | FREQ. T. DOM. | | | Q-P | | SISMICA | | | | |
| COMBINAZIONE | 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 | | | |
| 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.

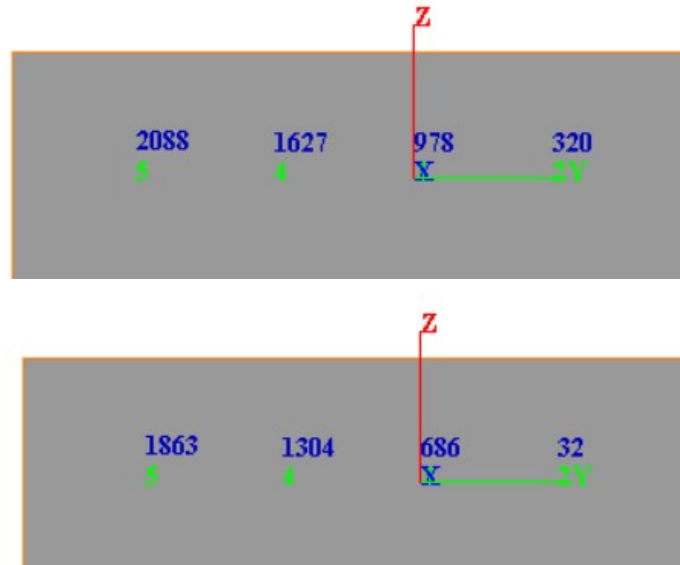


Figura 6-13. Riepilogo massime sollecitazioni assiali Pali

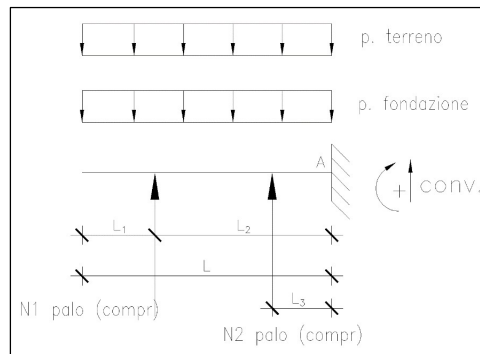
6.1.3.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera (direzione longitudinale)

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 |



$$V = V_G + V_t = 1$$

$$Msd(A) = Msd(max) = N1_{palo_compr} / i \times L_2 + N2_{palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = -619kN / 2.2m \times 4.25m + 32kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2)/2 = -4107 \text{ kNm/m}$$

$$Vsd(A) = N1_{palo_teso} / i + N2_{palo_compr} / i - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times L = -619kN / 2.2m + 32kN / 2.2m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times 5.35m = -1366 \text{ kN/m}$$

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

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

$$SLE - RARA \quad Msd(A) = N1_{palo_compr} / i \times L_2 + N2_{palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 463kN / 2.2m \times 4.25m + 647kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2)/2 = -1444 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - FREQ. \quad Msd(A) = N1_{palo_compr} / i \times L_2 + N2_{palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 463kN / 2.2m \times 4.25m + 647kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2)/2 = -1320 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - Q.P. \quad Msd(A) = N1_{palo_compr} / i \times L_2 + N2_{palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 463kN / 2.2m \times 4.25m + 647kN / 2.2m \times 2.05m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 8.65m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (5.35m^2)/2 = -1296 \text{ kNm/m}$$

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. M.C.

Tipo fles Retta a T

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] = | 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 | | |

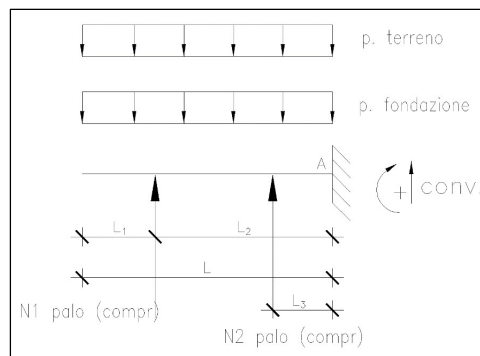
6.1.3.6 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale)

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 |



$$V = V_G + V_t = 1$$

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

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

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

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

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

$$SLE - FREQ. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1139kN / 2.2m \times 3.15m + 964kN / 2.2m \times 0.95m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 4.35m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (4.35m^2)/2 = 916 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - Q.P. \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i \times L_2 + N_{2palo_compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 = 1064kN / 2.2m \times 3.15m + 926kN / 2.2m \times 0.95m - [(1.3m \times 25 kN/mc + 4.35m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (4.35m^2)/2 = 793 \text{ kNm/m}$$

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 |

Tipologia Sezione: Retta a T Retta

File

Metodo: S.L.U. Metodo n

Tipologia flessione: Retta a T

Calcola MR

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

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5

f_{ctd} 15,07

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 3.386 kN m

σ_c -15,87 N/mm²

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

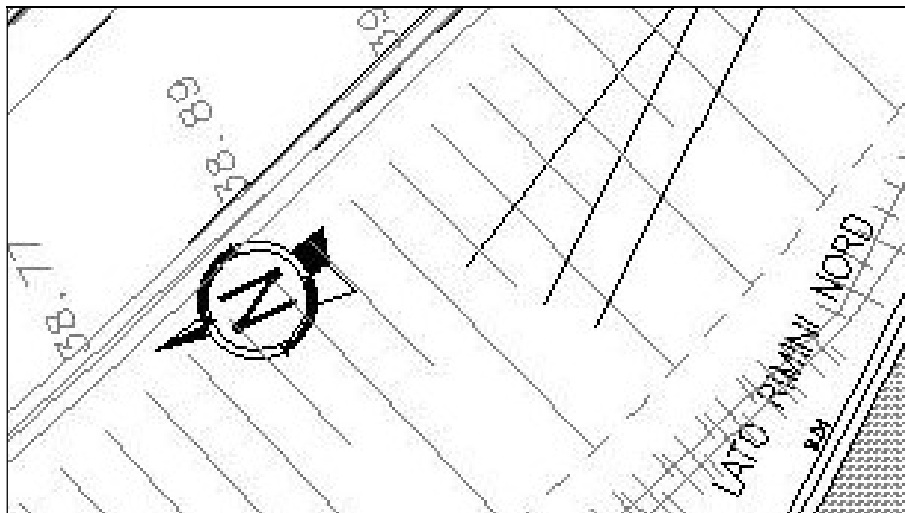


Figura 7-1. Posizione planimetrica del muro andatore lato Rimini – Allargamento Nord

MURO D'ALA LATO RIMINI SCALA 1:100

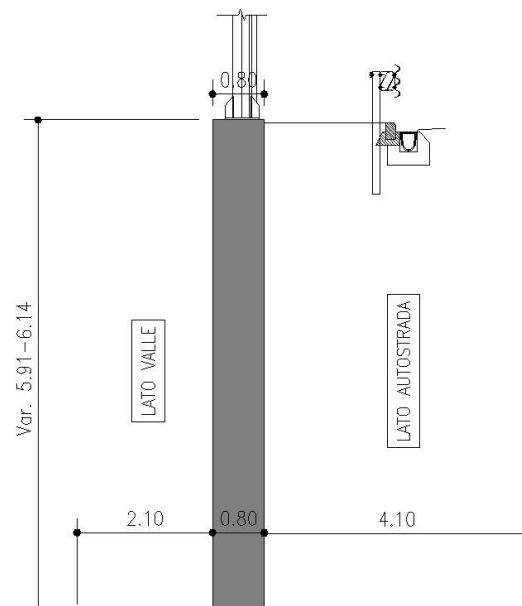


Figura 7-2. Sezione trasversale del muro andatore lato Rimini

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

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

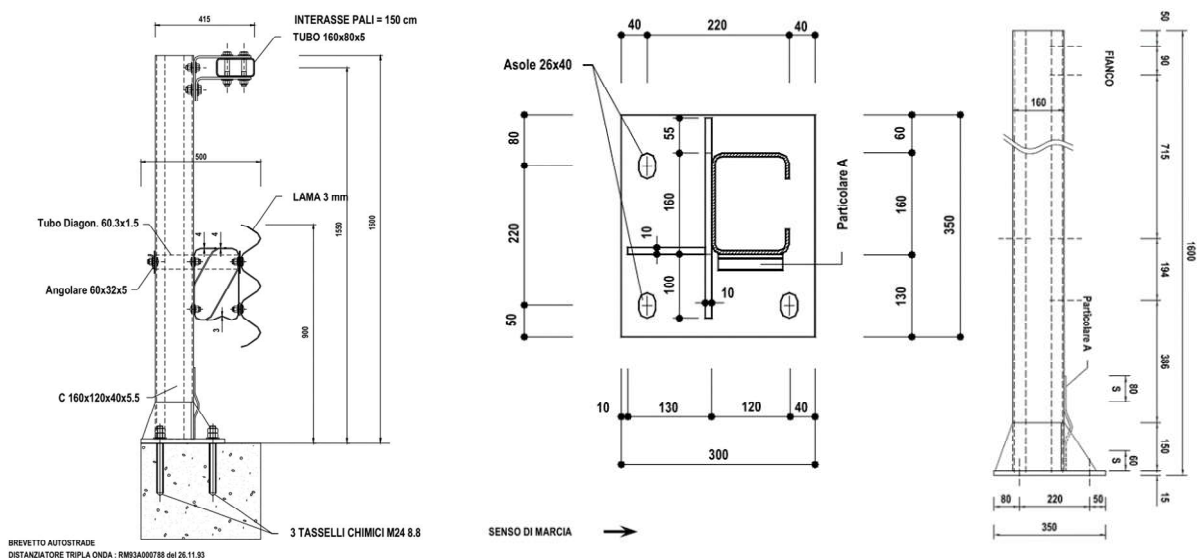
- Urto su sicurvia

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

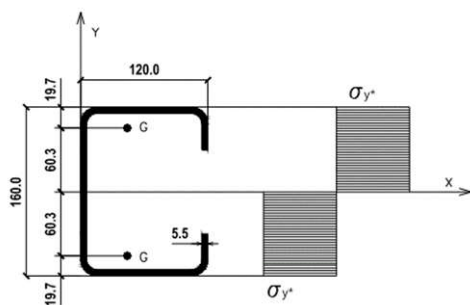
LG03/2020 Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020
 NTC 2018 § 5.1.3.10

Barriera di sicurezza di riferimento: H4BP

L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi ed al cordolo è assunta pari al momento plastico della sezione metallica dello stesso montante in accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018.



Considerando che il montante della barriera di sicurezza è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235, si calcola il momento plastico ipotizzando, in via cautelativa, che tutte le fibre del profilo raggiungano la tensione di snervamento $f_y = 235\text{ MPa}$. In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



Si ha quindi:

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

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

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

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

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

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

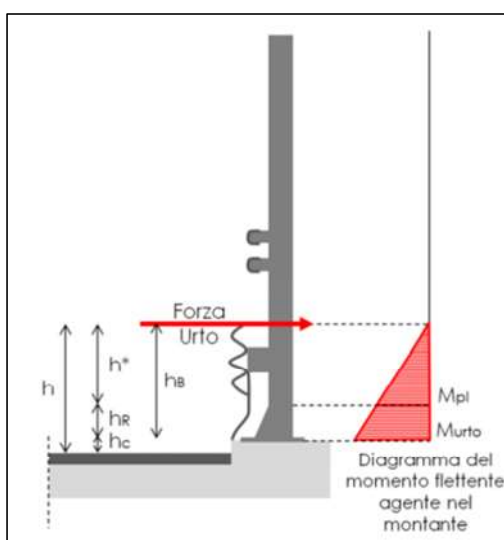
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

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

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

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

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



L'azione sollecitante di progetto è valutata pari al valore del momento plastico incrementato di un coefficiente di sovrarisorsa di 1.50 come indicato nello stesso paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018..

$$\gamma_{urto} = 1.5$$

$$H_{sd} = 82.28 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 78.17 \text{ kNm}$$

Si fa presente che:

- le combinazioni di calcolo sono desunte dal cap.2.5.3 delle NTC2018;
- a favore di sicurezza, la quota della falda è impostata all'intradosso del plinto di fondazione;
- le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento e capacità portante) sono condotte in riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) come indicato al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2018, utilizzando i coefficienti di cui alle Tab.6.2.I, 6.2.II e 6.5.I contenute nelle NTC2018.

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 |

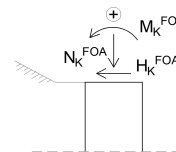


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

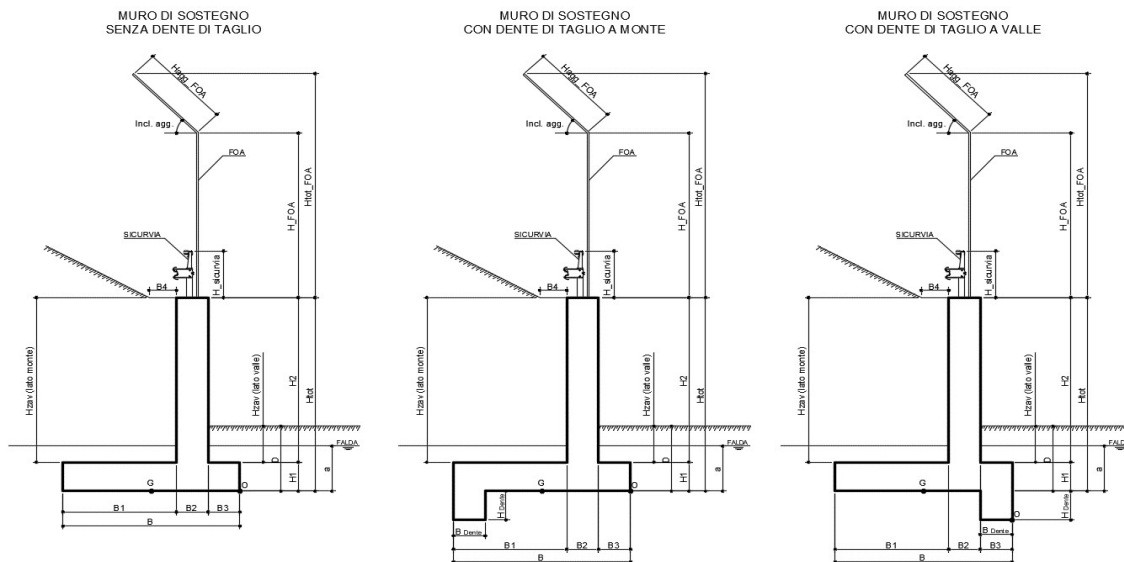


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

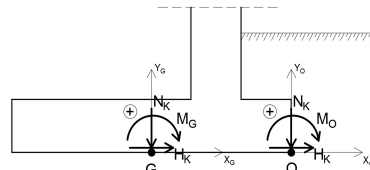


Figura 3 - Convenzione dei segni

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 |

(C2): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

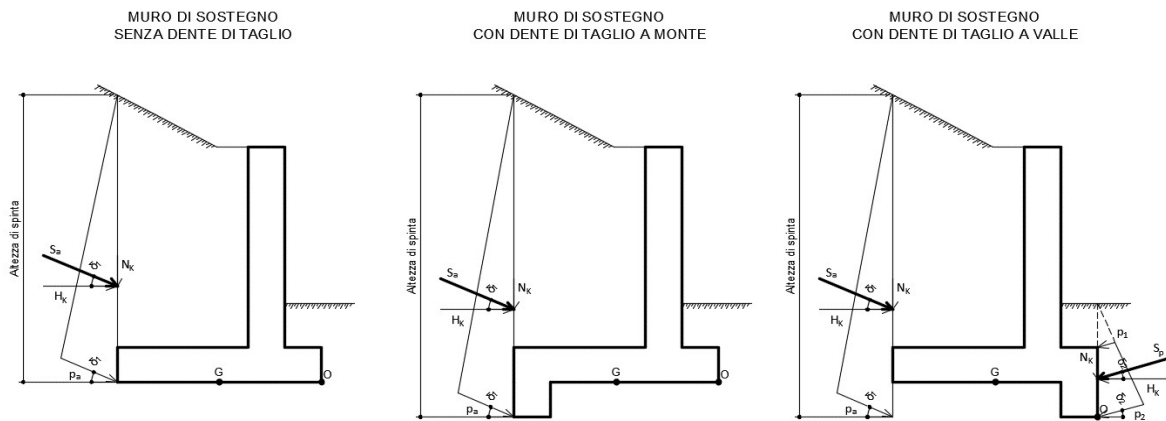


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

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

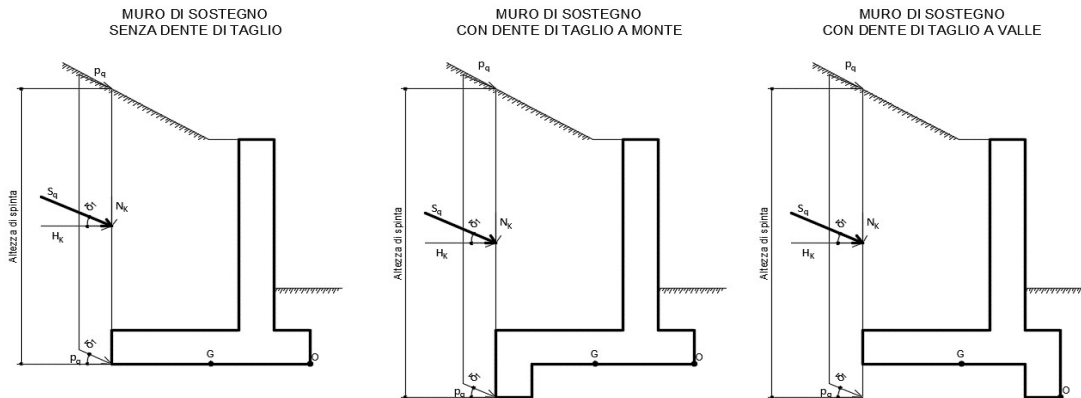


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

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_G [m] | y_G [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

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

| N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| -0.37 | 6.52 | -2.50 | 7.34 | 68.80 | 1.00 | 7.34 | 67.51 |

(C4): Urto veicolo in svio

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

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

| n° montanti | $i_{mont.}$ [m] | L_{diff_muro} [m] | L_{concio} [m] | L_{diff} [m] | H_k [kN/m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] |
|-------------|-----------------|----------------------|------------------|----------------|--------------|-----------|---------------|
| 3.00 | 1.50 | 10.44 | 9.05 | 9.05 | 27.28 | 8.34 | 227.47 |

| n° montanti | L_{diff_concio} [m] | L_{diff_parete} [m] | L_{concio} [m] | L_{diff} [m] | H_k [kN/m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|-------------|------------------------|------------------------|------------------|----------------|--------------|-----------|---------------|
| 3.00 | 1.50 | 10.44 | 9.05 | 9.05 | 27.28 | 8.34 | 227.47 |

(C5): Azione del vento

| H_{FOA} [m] | $H_{FOA_agg.}$ [m] | Incl. agg. [°] | Verso | H_{VENTO} [m] | p [kN/m ²] |
|---------------|---------------------|----------------|-----------|-----------------|--------------------------|
| 6.00 | 0.00 | 0 | da strada | 6.00 | 2.16 |

| N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| -0.89 | 15.60 | 1.00 | 7.34 | 161.46 | -2.50 | 7.34 | 164.58 |

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

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

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

| Descrizione | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|--------------------------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| Fondazione c.a. | -13.74 | 27.48 | -3.50 | 0.60 | 64.58 | 0.00 | 0.60 | 16.49 |
| Paramento c.a. | -8.03 | 16.07 | -2.50 | 4.27 | 88.71 | 1.00 | 4.27 | 60.58 |
| FOA | -0.53 | 1.05 | -2.50 | 7.34 | 9.03 | 1.00 | 7.34 | 7.19 |
| Zavorra lato monte (costante) | -32.94 | 65.89 | -4.95 | 4.27 | 444.40 | -1.45 | 4.27 | 329.10 |
| Zavorra lato monte (inclinato) | 0.00 | 0.00 | -5.63 | 7.34 | 0.00 | -2.13 | 7.34 | 0.00 |
| Zavorra lato valle | -9.62 | 0.00 | -1.05 | 2.95 | 10.10 | 2.45 | 2.95 | -23.56 |
| Dente di fondazione | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.50 | 0.00 | 0.00 |
| Sicurvia | 0.00 | 0.00 | -2.50 | 8.34 | 0.00 | 1.00 | 8.34 | 0.00 |
| Totale | -65 | 110 | | | 617 | | | 390 |

Sisma diretto verso il basso: + k_v

| Descrizione | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|--------------------------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| Fondazione c.a. | 13.74 | 27.48 | -3.50 | 0.60 | -31.60 | 0.00 | 0.60 | 16.49 |
| Paramento c.a. | 8.03 | 16.07 | -2.50 | 4.27 | 48.53 | 1.00 | 4.27 | 76.65 |
| FOA | 0.53 | 1.05 | -2.50 | 7.34 | 6.40 | 1.00 | 7.34 | 8.24 |
| Zavorra lato monte (costante) | 32.94 | 65.89 | -4.95 | 4.27 | 118.27 | -1.45 | 4.27 | 233.57 |
| Zavorra lato monte (inclinato) | 0.00 | 0.00 | -5.63 | 7.34 | 0.00 | -2.13 | 7.34 | 0.00 |
| Zavorra lato valle | 9.62 | 0.00 | -1.05 | 2.95 | -10.10 | 2.45 | 2.95 | 23.56 |
| Dente di fondazione | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.50 | 0.00 | 0.00 |
| Sicurvia | 0.00 | 0.00 | -2.50 | 8.34 | 0.00 | 1.00 | 8.34 | 0.00 |
| Totale | 65 | 110 | | | 131 | | | 359 |

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI MONONABE OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

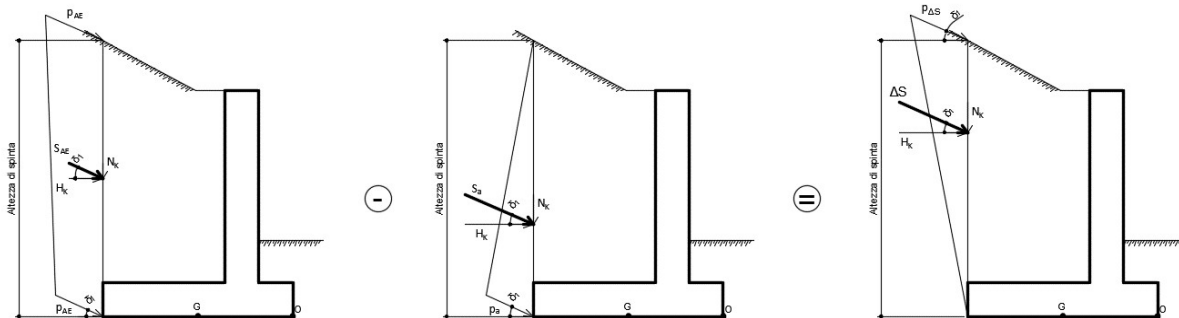


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia 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 ($=2/3\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
 angolo che la parete forma con la verticale
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale
 condizioni di esercizio
 condizioni sismiche

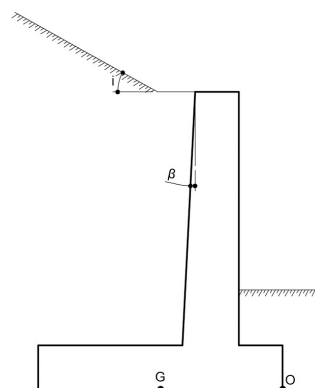


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

| Terreno di fondazione | |
|--------------------------------|-------|
| Parametro | M1 |
| γ' [kN/m ³] | 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 ($=1/2\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
 coesione efficace
 resistenza non drenata
 condizioni di esercizio
 si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 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 - orizz. (b) | 1.50 | 1.50 | 1.13 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 1.00 |
| C3 - FOA | 1.50 | 1.50 | 1.13 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 1.00 |
| C4 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| C5 | 0.90 | 0.90 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 |
| CS1 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Azioni di calcolo

| Comb. | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SLU-3-A1 | SLU-4-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-1-A1 | ECC-2-A1 | SLE-1 |
|-------------------------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|-------|
| N _{Ed} [kN/m] | 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 - orizz. (b) | 1.00 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| C3 - FOA | 1.00 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| C4 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| C5 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.20 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Azioni di calcolo

| Comb. | SLE-2 | SLE-3 | SLE-4 | SLE-1-freq | SLE-2-freq | SLE-3-freq | SLE-4-freq | SLE-1-qp | SLE-2-qp |
|-------------------------|-------|-------|-------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|
| N _{Ed} [kN/m] | 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 |
| | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ |
| σ_N [kN/m ²] | 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 |
| | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ | $e \leq (B/6)$ |
| σ_N [kN/m ²] | 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 |

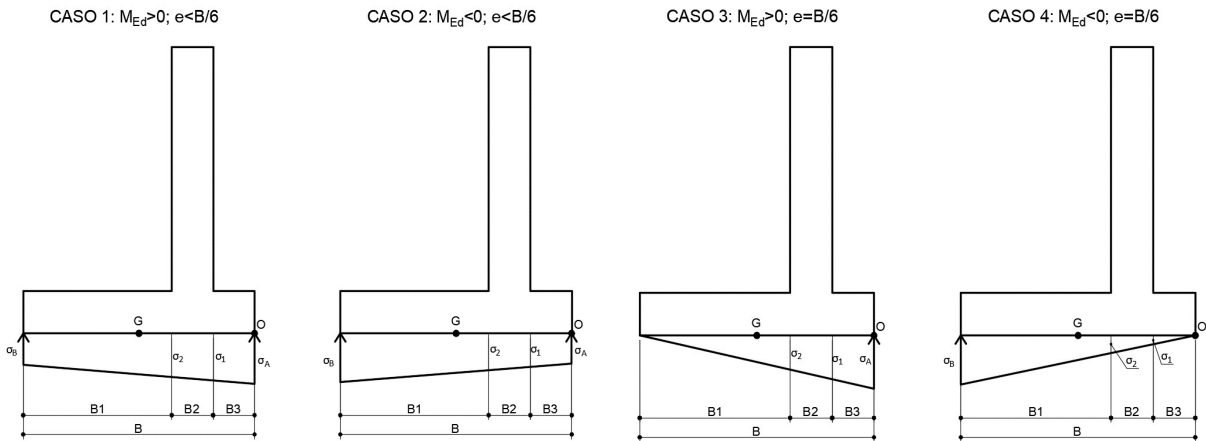


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

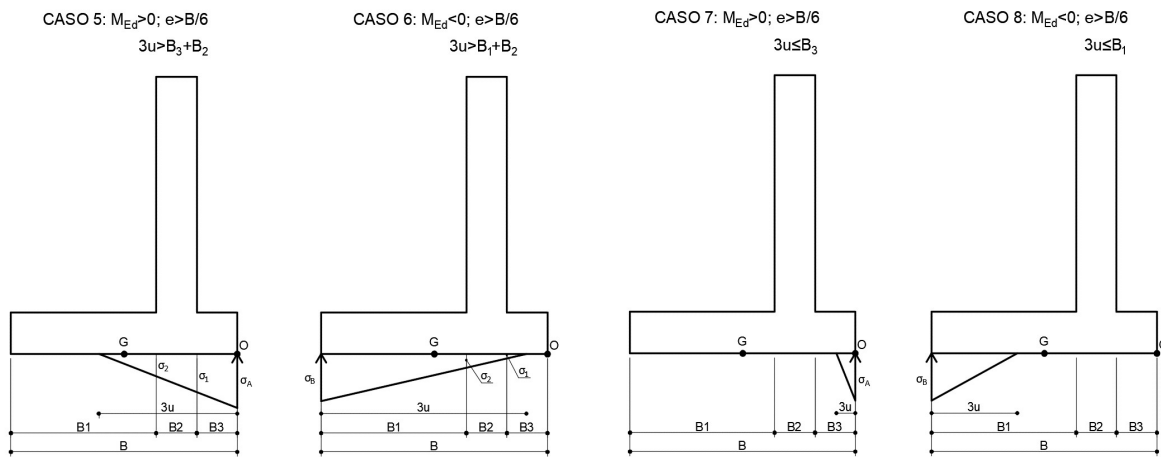


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATERA E RETROZZATERA)

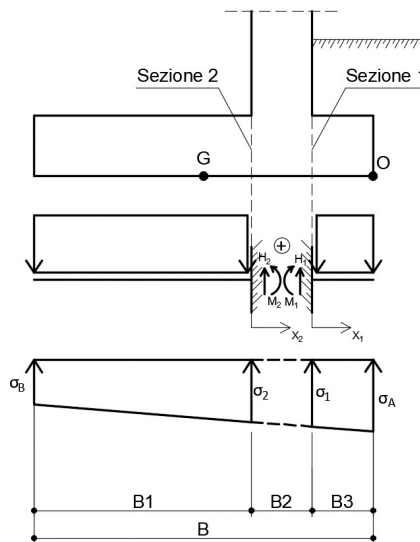


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(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 (AVANZATTERA)

Sezione 2 - lato strada (RETROZATTERA)

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 | Smax= | 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 | Smax= | 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 | | | | | | |
| Caratteristiche meccaniche dei materiali | | | | | | |
| Calcestruzzo | C28/35 | $R_{ck} =$ | 35 | N/mm ² | $f_{ck} =$ | 28 N/mm ² |
| $\gamma_c =$ | 1.5 | $\alpha_{cc} =$ | 0.85 | | $f_{cd} =$ | 15.87 N/mm ² |
| | | $E_c =$ | 32308 | N/mm ² | $f_{ctm} =$ | 2.77 N/mm ² |
| Acciaio | B450C | $E_s =$ | 200000 | N/mm ² | $f_{yk} =$ | 450 N/mm ² |
| $\gamma_s =$ | 1.15 | $\varepsilon'_{se} =$ | 1.96 | | $f_{yd} =$ | 391.30 N/mm ² |
| Caratteristiche geometriche della sezione | | | | | | |
| B = | 1000 | mm base | | | | |
| H = | 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 | | |
| Verifiche agli Stati Limite Ultimi | | | | | | |
| Flessione | | | | | | |
| Combinazione | posizione | N_{Ed} [kN] | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] | M_{Rd} [kNm] | $\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$ |
| ENV-SLU | incastro con paramento | 0.00 | 773.76 | 284.07 | 977.29 | 1.26 |
| Taglio | | | | | | |
| $\phi_{staffe} =$ | 12 | mm | $\alpha =$ | 90 | ° inclinazione staffa | |
| $n_b =$ | 2.5 | n° braccia | $s =$ | 400 | mm passo | |
| Combinazione | posizione | $V_{Rd,0}$ [kN] | $V_{Rd,s}$ [kN] | $V_{Rd,c}$ [kN] | V_{Rd} [kN] | $\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$ |
| ENV-SLU | incastro con paramento | 355.12 | - | - | 355.12 | 1.25 |
| Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni | | | | | | |
| 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 |
| Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione | | | | | | |
| La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa. | | | | | | |
| Condizioni ambientali | Ordinarie | | Armatura | poco sensibile | | |
| Spaziatura barre | | | | | | |
| Comb. Frequente | $w_{lim} =$ | 0.4 | mm | Sadottata= | 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

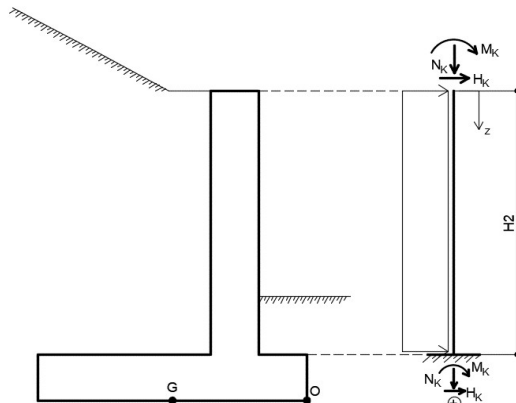


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(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 |
|---------------------|-------|-----------------------|------|

(da piano stradale)

| 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
 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

| 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 | $\epsilon'_{se} =$ | 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 |
| 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 |