

## 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

86T- SOTTOVIA - VIA DI CORTICELLA 13+817

### 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	O07	ST086	00000	R	S T R	0743	-2	SCALA -



PROJECT MANAGER:

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

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	DICEMBRE 2017
1	SETTEMBRE 2019
2	SETTEMBRE 2020
3	-
4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



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

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>7</b>
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA .....	9
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	15
1.3	CLASSI DI ESPOSIZIONE .....	16
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	17
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione .....	17
1.4.2	Strutture esistenti .....	20
1.4.2.1	Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built) .....	20
1.4.2.2	Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti .....	21
1.4.2.3	Definizione del fattore di confidenza .....	47
1.4.2.4	Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali .....	47
1.4.2.5	Valori di progetto delle caratteristiche dei materiali esistenti .....	49
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO .....	60
1.5.1	Terreno di rilevato .....	60
1.5.2	Terreno di fondazione .....	60
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	62
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO .....	64
1.8	CONVENZIONI GENERALI .....	65
1.8.1	Unità di misura .....	65
<b>2</b>	<b>IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI .....</b>	<b>66</b>
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE .....	66
2.1.1	Modellazione strutturale .....	66
2.1.2	Fasi di analisi .....	66
2.1.2.1	Fase 1 .....	66
2.1.2.2	Fase 2 .....	66
2.1.2.3	Fase 3 .....	66
2.1.3	Fasi di costruzione .....	66
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione .....	67
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante .....	67
2.1.6	Sezioni di verifica .....	69
2.1.6.1	Proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche .....	69
2.1.6.2	Preclassificazione delle sezioni .....	69
2.1.7	Metodologia di verifica .....	69
2.1.7.1	Metodo elastico .....	70
2.1.7.2	Procedura di verifica .....	70
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE .....	71
2.2.1	Modellazione strutturale .....	71
2.2.2	Fasi di analisi .....	71
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione .....	71
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante .....	71
2.2.5	Sezioni di verifica .....	71
2.2.5.1	Procedura di verifica .....	72
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE .....	72
2.3.1	Descrizione generale .....	72
2.3.2	Sezioni di verifica .....	72
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche .....	72
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche .....	73
2.3.5	Metodologia di verifica .....	74
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI .....	74
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	75
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE .....	76

<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>78</b>
3.1	PREMESSA.....	78
3.2	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE .....	78
3.2.1	<i>Carichi agenti sull'impalcato in fase 1 .....</i>	78
3.2.1.1	Peso proprio delle travi di impalcato .....	78
3.2.1.2	Peso proprio della soletta in c.a.....	78
3.2.2	<i>Carichi agenti sull'impalcato in fase 2 .....</i>	78
3.2.2.1	Sovraccarichi permanenti .....	78
3.2.2.2	Cedimenti vincolari .....	79
3.2.2.3	Reologia calcestruzzo.....	79
3.2.3	<i>Carichi agenti sull'impalcato in fase 3 .....</i>	80
3.2.3.1	Variazioni termiche.....	80
3.2.3.2	Azione del vento .....	82
3.2.3.3	Azione variabili da traffico .....	85
3.2.3.4	Urto di veicolo in svio .....	89
3.2.3.5	<b>Urto da traffico veicolare .....</b>	90
3.2.3.6	<b>Resistenze parassite dei vincoli.....</b>	90
3.2.3.7	<b>Azione sismica verticale .....</b>	90
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE.....	91
3.3.1	<i>Carichi permanenti strutturali.....</i>	91
3.3.2	<i>Carichi permanenti non strutturali.....</i>	91
3.3.3	<i>Spinta del terreno.....</i>	91
3.3.4	<i>Sovraccarico accidentale.....</i>	91
3.4	AZIONE SISMICA.....	92
3.5	CARICHI SU BARRIERE FOA .....	92
<b>4</b>	<b>ANALISI IMPALCATO .....</b>	<b>94</b>
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE .....	94
4.1.1	<i>Analisi strutturale.....</i>	94
4.1.1.1	Modello FEM.....	94
4.1.1.2	<i>Analisi del modello.....</i>	94
4.1.1.3	Combinazioni di carico .....	94
4.1.2	<i>Verifiche .....</i>	97
4.1.2.1	Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento .....	97
4.1.2.2	Progetto connettori .....	102
4.1.2.3	Verifica del traverso.....	103
4.1.2.4	Verifica a fatica .....	104
4.1.2.5	Unione di continuità trave principale .....	106
4.1.2.6	Unione trave secondaria con trave principale .....	108
4.1.2.7	Appoggi e giunti .....	109
4.1.2.8	Ritegni sismici .....	110
4.1.2.9	Verifica di deformabilità .....	112
4.2	IMPALCATO ESISTENTE .....	113
4.2.1	<i>Analisi strutturale.....</i>	113
4.2.1.1	Modello FEM.....	113
4.2.1.2	<i>Analisi del modello.....</i>	113
4.2.2	<i>Verifiche .....</i>	114
4.2.2.1	Verifica travi impalcato anni '60 .....	114
<b>5</b>	<b>ANALISI SPALLE .....</b>	<b>120</b>
5.1	DESCRIZIONE GENERALE .....	120
5.2	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE) .....	120
5.2.1	<i>Geometria di verifica.....</i>	121
5.2.2	<i>Analisi strutturale del paramento .....</i>	124
5.2.2.1	Analisi dei carichi .....	124
5.2.2.2	Combinazioni di calcolo .....	127
5.2.2.3	Sollecitazioni di calcolo risultanti .....	128
5.2.2.4	Verifiche strutturali.....	128

5.2.3	<i>Analisi strutturale del plinto di fondazione</i> .....	132
5.2.3.1	Analisi dei carichi .....	132
5.2.3.2	Combinazioni di calcolo .....	135
5.2.3.3	Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione .....	136
5.2.3.4	Sollecitazioni nei pali di fondazione .....	137
5.2.3.5	<b>Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale)</b> .....	138
5.2.3.6	<b>Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera (direzione longitudinale)</b> .....	139
5.2.4	<i>Analisi strutturale del paraghiaia</i> .....	141
5.3	SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE) .....	143
5.4	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE) .....	144
5.4.1	<i>Geometria di verifica</i> .....	150
5.4.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	154
5.4.3	<i>Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G</i> .....	156
5.4.4	<i>Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G</i> .....	156
5.4.5	<i>Analisi strutturale del plinto di fondazione</i> .....	157
5.4.5.1	Sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G .....	157
5.4.5.2	Calcolo delle sollecitazioni nelle sezioni 1 e 2 .....	157
5.4.5.3	Verifica strutturale dell'avanzattera (sezione 1) .....	159
5.4.5.4	Verifica strutturale della retrozattera (sezione 2) .....	161
5.4.6	<i>Analisi strutturale del paramento</i> .....	163
5.4.6.1	Analisi dei carichi .....	163
5.4.6.2	Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nella sezione P .....	165
5.4.6.3	Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto P .....	165
5.4.6.4	Verifica strutturale del paramento – sezione P .....	166
5.4.6.5	Verifica strutturale del paramento – sezione T .....	169
5.4.6.6	Verifica a punzonamento .....	171
5.4.7	<i>Analisi strutturale del paraghiaia</i> .....	173
6	<b>ANALISI STRUTTURALE DEL MURO D'ALA LATO NORD BOLOGNA</b> .....	176
6.1.1	<i>Geometria di verifica</i> .....	176
6.1.2	<i>Analisi strutturale del paramento</i> .....	179
6.1.2.1	Analisi dei carichi .....	179
6.1.2.2	Combinazioni di calcolo .....	180
6.1.2.3	Sollecitazioni risultanti .....	181
6.1.2.4	Verifiche strutturali .....	181
6.1.3	<i>Analisi strutturale del plinto di fondazione</i> .....	184
6.1.3.1	Analisi dei carichi .....	184
6.1.3.2	Combinazioni di calcolo .....	186
6.1.3.3	Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione .....	186
6.1.3.4	Sollecitazioni nei pali di fondazione .....	186
6.1.3.5	Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale) .....	187
6.1.3.6	Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera (direzione longitudinale) .....	189



## Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (1) .....	7
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (2) .....	7
FIGURA 1-3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (3) – VISTA CARREGGIATA SUD .....	8
FIGURA 1-4. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (4) – VISTA CARREGGIATA NORD .....	8
FIGURA 1-5. SEZIONE TRASVERSALE SOTTOVIA .....	10
FIGURA 1-6. SEZIONE LONGITUDINALE AMPLIAMENTO NORD .....	10
FIGURA 1-7. SEZIONE LONGITUDINALE AMPLIAMENTO SUD .....	10
FIGURA 1-8. PIANTA FONDAZIONI .....	11
FIGURA 1-9. PIANTA IMPALCATO .....	12
FIGURA 1-10. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO NORD .....	13
FIGURA 1-11. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO SUD .....	13
FIGURA 1-12. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO NORD .....	14
FIGURA 1-13. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO SUD .....	14
FIGURA 1-14. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1 .....	16
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE .....	22
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4 .....	23
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4 .....	24
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4 .....	25
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4 .....	26
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVO GEOMETRICO RITEGNI SISMICI .....	27
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO .....	28
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO .....	29
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE .....	30
FIGURA 1-24 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO) .....	31
FIGURA 1-25 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE .....	33
FIGURA 1-26 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – PLANIMETRIA INDAGINI .....	34
FIGURA 1-27 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE .....	35
FIGURA 1-28 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE .....	35
FIGURA 1-29 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DUROMETRICHE TRAVI METALLICHE .....	36
FIGURA 1-30 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI .....	46
FIGURA 1-31 – 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) .....	47
FIGURA 1-32. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO .....	60
FIGURA 1-33. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA .....	60
FIGURA 1-34. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) .....	60
FIGURA 1-35. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A') .....	60
FIGURA 1-36. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B) .....	61
FIGURA 1-37. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV .....	63
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E DELLE ALIQUOTE $B_{EI}$ (FIG. 4.3.1 DELLE NTC2018) .....	67
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E LUCI EQUIVALENTI $L_e$ PER LE TRAVI CONTINUE (FIG. 4.3.2 DELLE NTC2018) .....	67
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC2018) .....	76
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB. 5.1.V DELLE NTC2018) .....	76
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC2018) .....	77
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI $\psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB. 5.1.VI DELLE NTC2018) .....	77
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI $Q_{IK}$ E $q_{IK}$ PER LE DIVERSE CORSIE (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018) .....	85
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO IMPALCATO DI PROGETTO .....	86
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO TAGLIO IMPALCATO DI PROGETTO .....	86
FIGURA 3-5. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB. 5.1.IV DELLE NTC2018) .....	87
FIGURA 3-6. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018) .....	88

FIGURA 3-7. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018) .....	88
FIGURA 4-1. MODELLO FEM.....	94
FIGURA 4-2. INVILUPPO Mx [TM].....	97
FIGURA 4-3. INVILUPPO Ty [T] .....	97
FIGURA 4-4. TASSO DI SFRUTTAMENTO PER FLESSIONE .....	97
FIGURA 4-5. TASSO DI SFRUTTAMENTO PER FLESSO-TORSIONE .....	97
FIGURA 4-6. INVILUPPO Mx [TM].....	97
FIGURA 4-7. INVILUPPO Ty [T] .....	97
FIGURA 4-8. TASSO DI SFRUTTAMENTO PER FLESSIONE .....	98
FIGURA 4-9. TASSO DI SFRUTTAMENTO PER FLESSO-TORSIONE .....	98
FIGURA 4-10. INVILUPPO Mx [TM].....	98
FIGURA 4-11. INVILUPPO Ty [T] .....	98
FIGURA 4-12. INVILUPPO Mx [TM].....	98
FIGURA 4-13. INVILUPPO Ty [T] .....	98
FIGURA 4-14. INVILUPPO Mx [TM].....	99
FIGURA 4-15. INVILUPPO Ty [T] .....	99
FIGURA 4-16. INVILUPPO N [T].....	99
FIGURA 4-17. INVILUPPO Mx [TM].....	99
FIGURA 4-18. INVILUPPO Ty [T] .....	99
FIGURA 4-19. INVILUPPO N [T].....	99
FIGURA 4-20. DEFORMAZIONE TOTALE $\Delta_{TOT} = \Delta_1 + \Delta_2$ .....	112
FIGURA 4-21. DEFORMAZIONE $\Delta_2$ .....	112
FIGURA 4-22. DEFORMAZIONE TOTALE $\Delta_{TOT} = \Delta_1 + \Delta_2$ .....	112
FIGURA 4-23. DEFORMAZIONE $\Delta_2$ .....	112
FIGURA 4-23. MODELLO DI CALCOLO FEM .....	113
FIGURA 4-23. INVILUPPO Mx [TM].....	114
FIGURA 4-23. INVILUPPO Ty [T] .....	114
FIGURA 5-1. DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA .....	121
FIGURA 5-2. SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	122
FIGURA 5-3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	123
FIGURA 5-4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA IMPALCATO.....	124
FIGURA 5-5. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA.....	125
FIGURA 5-6. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO .....	126
FIGURA 5-7. ELENCO DEI CARICHI.....	127
FIGURA 5-8. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO.....	127
FIGURA 5-9. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO .....	128
FIGURA 5-10. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO MASSIME .....	128
FIGURA 5-11. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA IMPALCATO (PUNTO G) .....	132
FIGURA 5-12. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G) .....	133
FIGURA 5-13. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G) .....	134
FIGURA 5-14. ELENCO DEI CARICHI.....	135
FIGURA 5-15. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE .....	135
FIGURA 5-16. SOLLECITAZIONI RISULTANTI DI CALCOLO NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G) .....	136
FIGURA 5-17. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI PALI/MICROPALI .....	137
FIGURA 5-18. VERIFICA STRUT&TIE AVANZATTA .....	138
FIGURA 5-19. VERIFICA STRUT&TIE RETROZATTA .....	139
FIGURA 5-20. VERIFICA ARMATURA MINIMA PER CONTROLLO FESSURAZIONE .....	140
FIGURA 5-21. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA .....	141
FIGURA 5-22. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI .....	145
FIGURA 5-24. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE SPALLA. ....	147
FIGURA 5-25. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE CONTRAFFORTI. ....	148
FIGURA 5-26. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE ORIZZONTALE CON ARMATURE SPALLA. ....	148
FIGURA 5-27. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL’AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE PARAGHIAIA.....	149

FIGURA 5-28. DETTAGLIO SEZIONE DI ATTACCO TIRANTI.....	171
FIGURA 6-1. POSIZIONE PLANIMETRICA DEL MURO D'ALA LATO BOLOGNA – ALLARGAMENTO NORD .....	176
FIGURA 6-2. PROSPETTO DEL MURO D'ALA LATO BOLOGNA – ALLARGAMENTO NORD .....	176
FIGURA 6-3. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D'ALA LATO BOLOGNA – ALLARGAMENTO NORD .....	177
FIGURA 6-4. DIMENSIONI GEOMETRICHE MURO D'ALA .....	177
FIGURA 6-5. SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	178
FIGURA 6-6. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA.....	180
FIGURA 6-7.SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO .....	180
FIGURA 6-8.COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO.....	180
FIGURA 6-9. SOLLECITAZIONI RISULTANTI DI CALCOLO NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	181
FIGURA 6-10. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G) .....	185
FIGURA 6-11.SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G) .....	185
FIGURA 6-12.COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE .....	186
FIGURA 6-13. SOLLECITAZIONI RISULTANTI DI CALCOLO NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G) .....	186
FIGURA 6-14. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI PALI/MICROPALI .....	186
FIGURA 6-15. VERIFICA STRUT&TIE RETROZATTERA .....	189
FIGURA 6-16. VERIFICA ARMATURA MINIMA PER CONTROLLO FESSURAZIONE .....	190

## 1 INTRODUZIONE

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

L'opera è denominata 86T e ubicata alla progressiva 13+807.

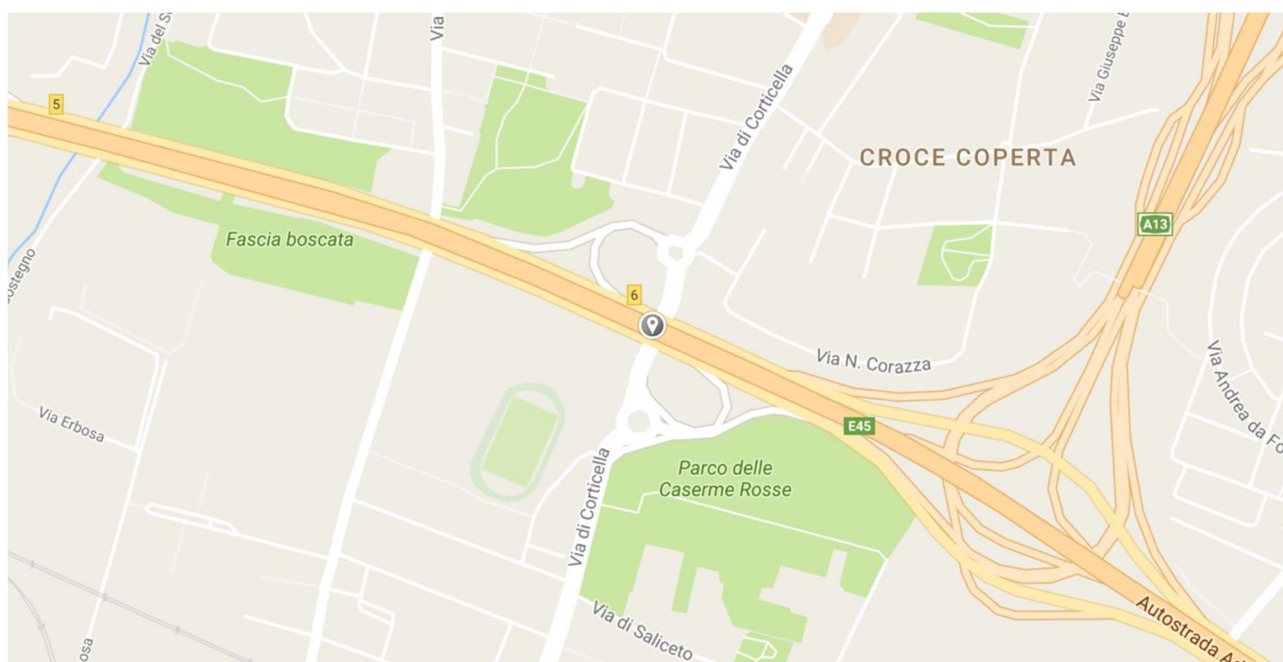


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

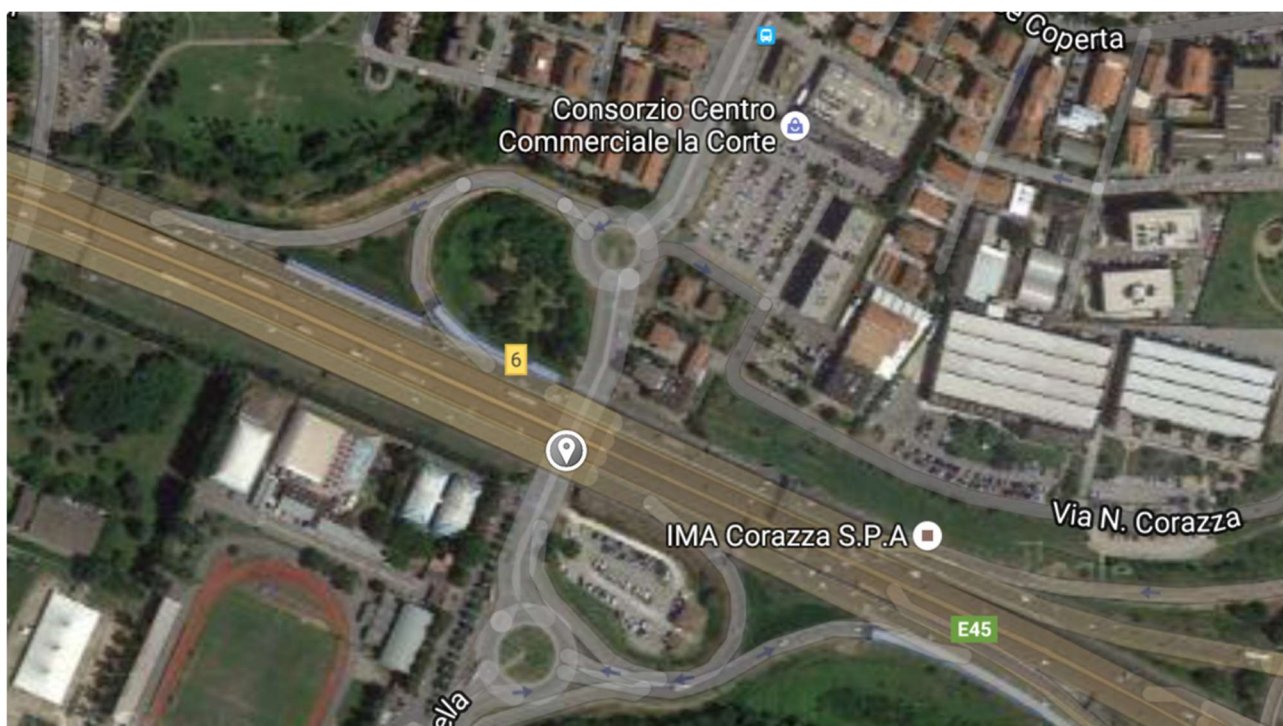


Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)





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



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

## 1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del sottovia è stata realizzata negli anni '60 ed è costituita da un impalcato in c.a.p. ad una campata poggiante sulle spalle. Esso è composto da due carreggiate, una in direzione Taranto e l'altra in direzione Bologna, ognuna delle quali contiene sia la Tangenziale di Bologna che l'autostrada A14 Bologna-Taranto.

Ogni impalcato, in origine, era costituito da 8 travi e traversi di collegamento in c.a.p. in modo da avere un graticcio. Le travi, poggianti su spalle, hanno interasse 3 m e lunghezza pari a 22.4 m.

Nelle figure sottostanti sono riportate la sezione trasversale, la sezione longitudinale, la pianta fondazioni e la pianta impalcato dove è possibile vedere la struttura esistente e il progetto dell'ampliamento.

L'impalcato originario presenta una larghezza totale di 53.21 m (26.6 m per senso di marcia).

Le spalle, a gravità, presentano altezza allo spiccatto della fondazione pari a 4.92m (a meno del paraghiaia). Le fondazioni lato Bologna delle spalle esistenti sono indirette con plinto di fondazione avente spessore 1 m e pali tipo Franki con diametro pari a 420 mm. Le fondazioni lato Rimini invece sono sempre indirette con plinto di fondazione avente spessore 1 m ma presentano una maggior lunghezza della zattera e un numero molto maggiore di pali trivellati con diametro pari a 540 mm.

Nel 2004 il sottovia ha subito un intervento di ampliamento per la definizione della terza corsia. L'intervento ha portato all'ampliamento delle due carreggiate di 3.32 m a Nord e 1.32 m a Sud, mediante l'utilizzo di travi metalliche di altezza pari a 90 cm e collegate con l'impalcato esistente sia in soletta che alle travi esistenti in c.a.p.

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.

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

Le spalle degli ampliamenti, sono realizzate su fondazione indiretta. In particolare, le fondazioni di carreggiata Nord hanno 8 micropali  $\phi 220$  e profondità 10 m, mentre in carreggiata Sud sono presenti 5 micropali  $\phi 220$  e profondità 10 m.

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

L'intervento oggetto della presente relazione prevede l'allargamento degli impalcati delle due carreggiate di 10.00 m a Nord e 13.51 m a Sud, mediante travi in acciaio affiancate con interasse rispettivamente di 2 m e 1.85 m. Le nuove travi metalliche saranno di altezza 90 cm. La soletta collaborante sarà resa solidale con la trave mediante pioli Nelson.

Per entrambe le spalle è prevista l'estensione delle strutture esistenti; le fondazioni, indirette, sono costituite da 10 pali da 25 m di profondità e diametro  $\phi 1000$ .

Il collegamento della struttura nuova con quella esistente parzialmente demolita sarà effettuato mediante inghisaggio. In particolare, tale collegamento verrà effettuato sia per le strutture in elevazione (impalcato, spalle) che di fondazione (zattere).

Il nuovo ampliamento prevede la verifica dei tiranti delle spalle esistenti ed eventuale inserimento di tiranti aggiuntivi in funzione dei carichi previsti dall'attuale normativa.

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

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

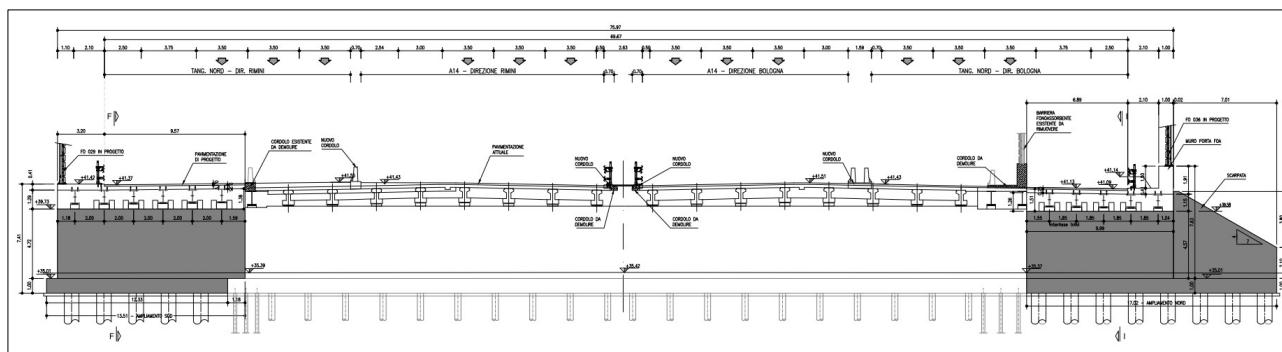


Figura 1-5. Sezione trasversale sottovia

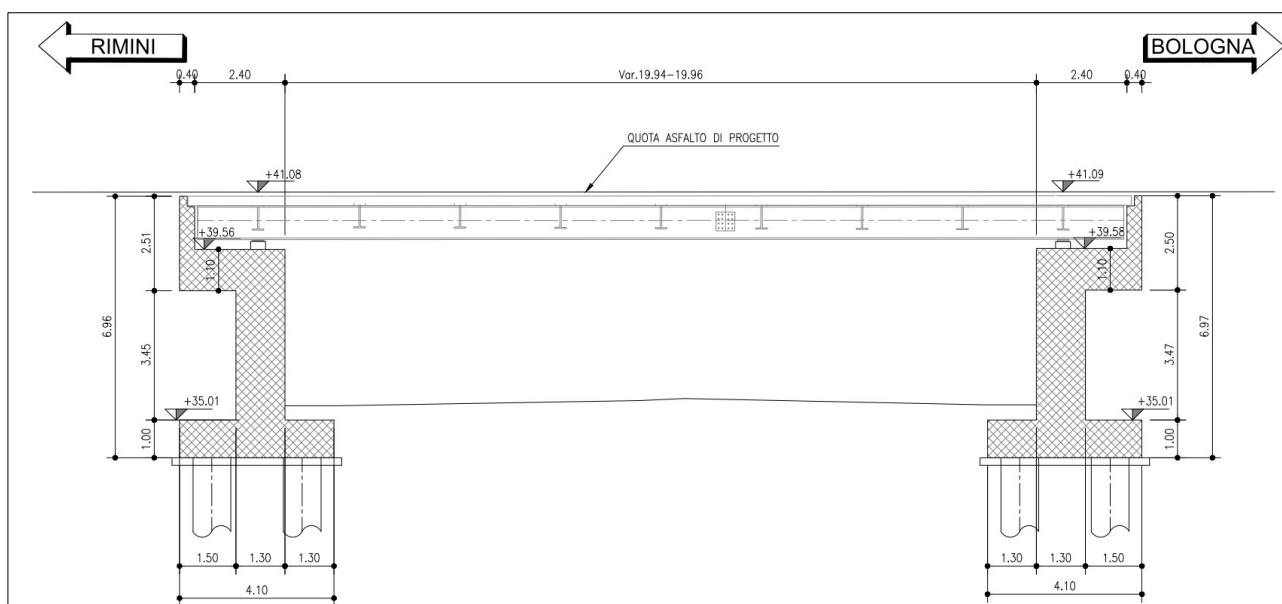


Figura 1-6. Sezione longitudinale ampliamento Nord

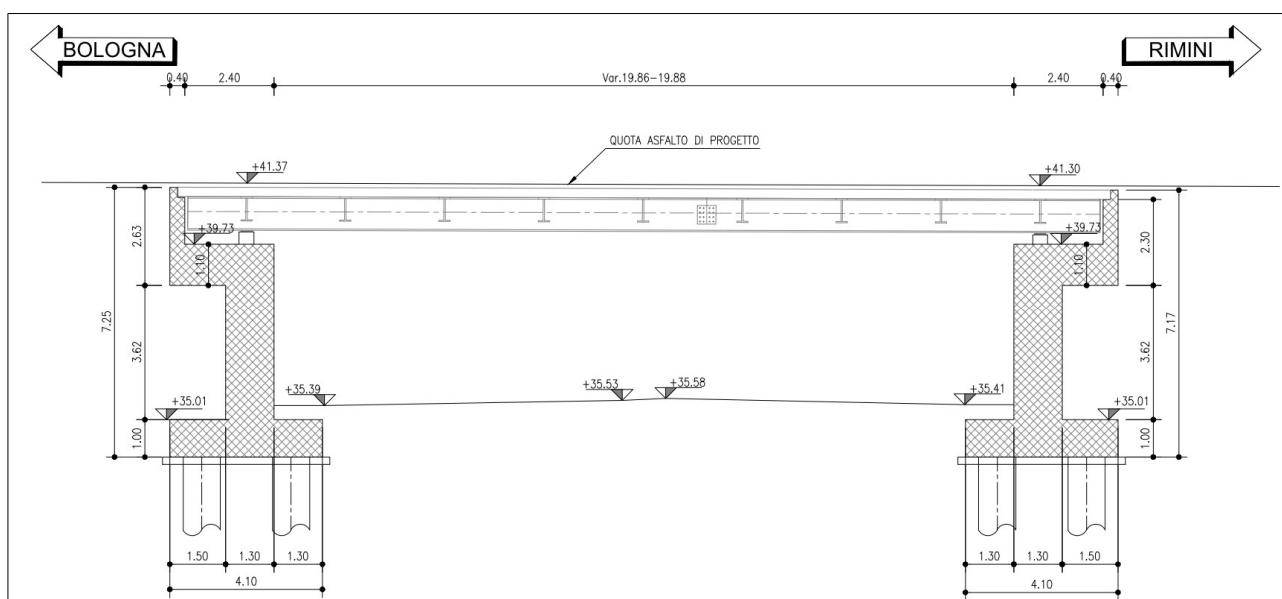


Figura 1-7. Sezione longitudinale ampliamento Sud

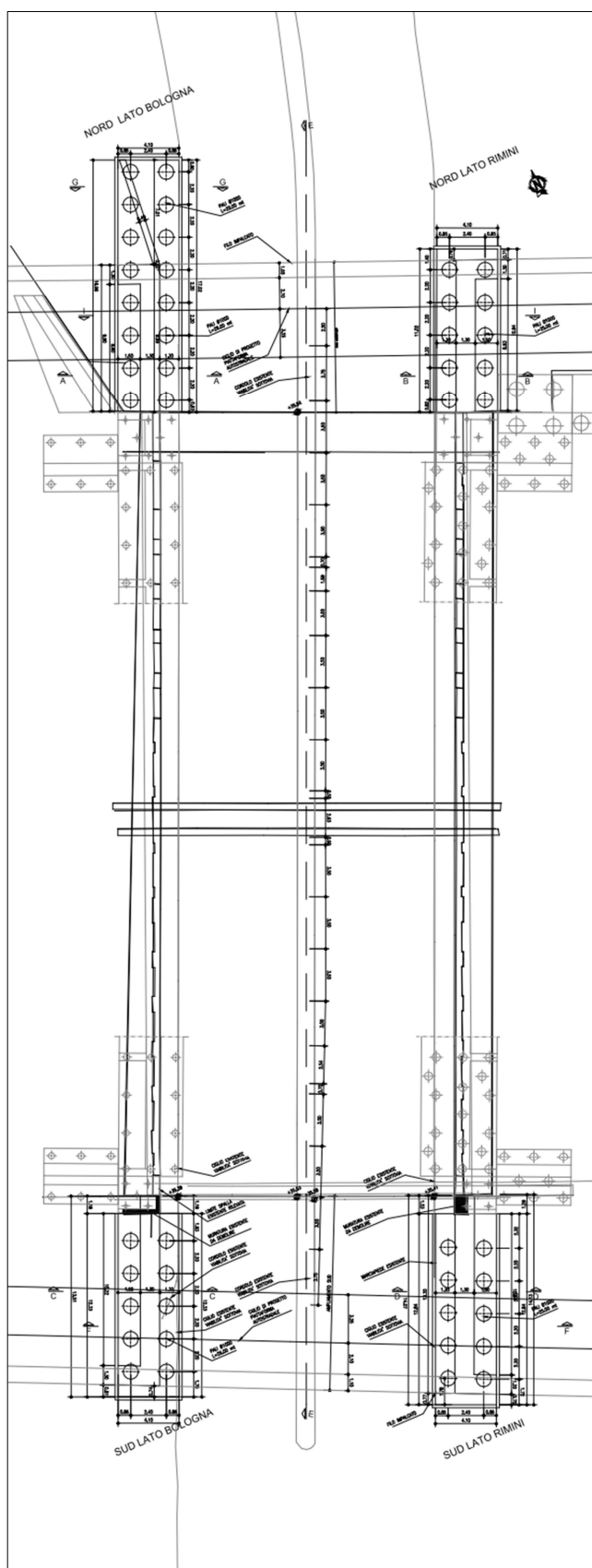


Figura 1-8. Pianta fondazioni



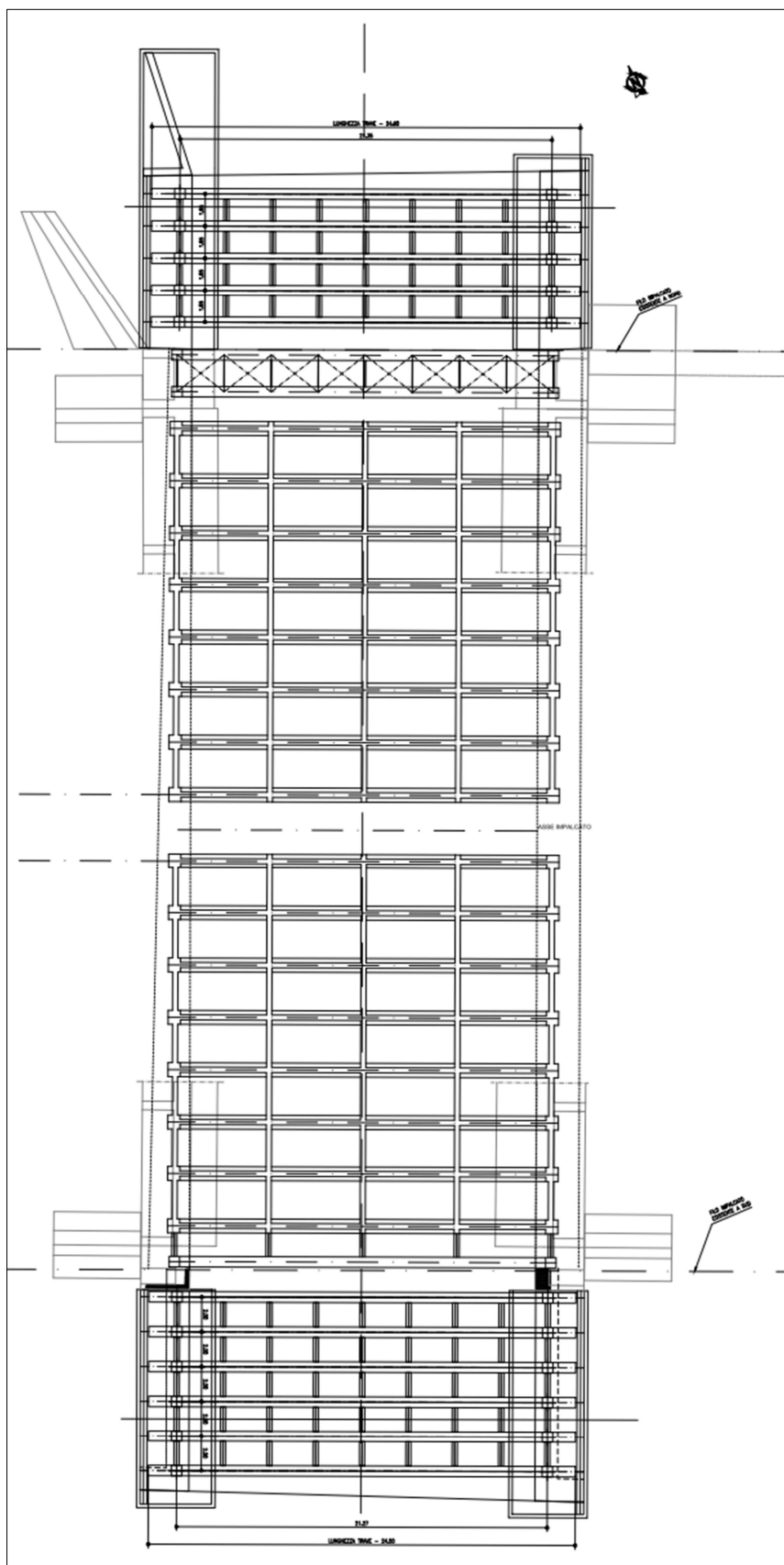
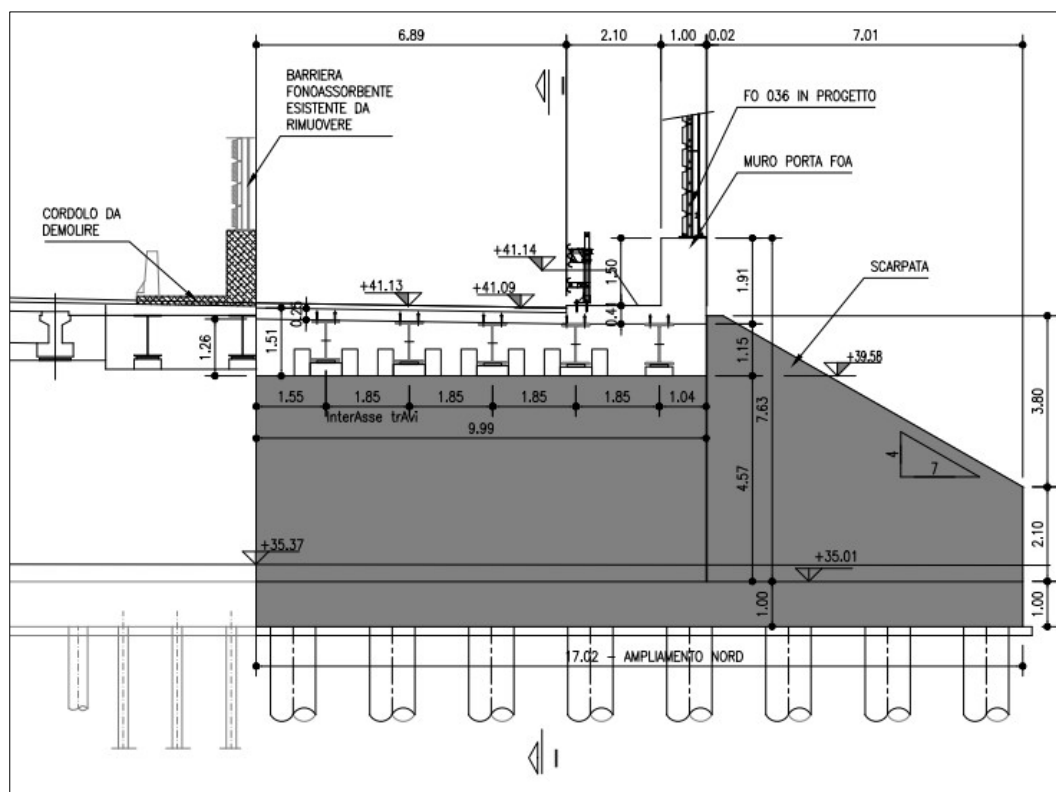
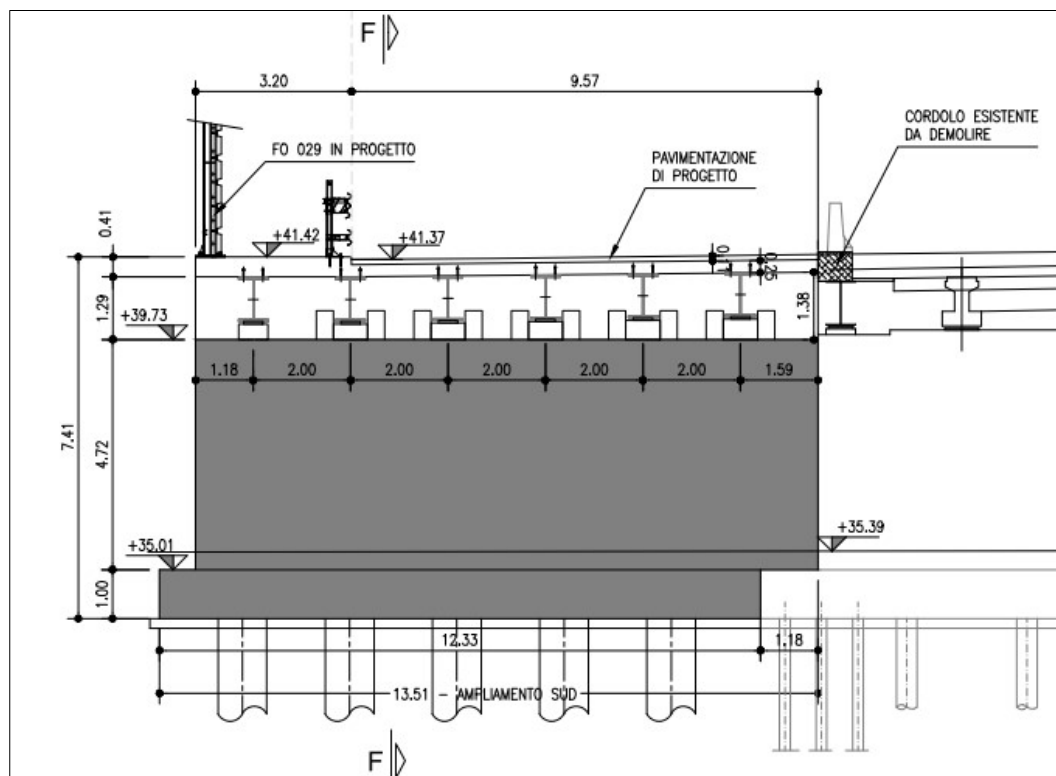


Figura 1-9. Pianta impalcato



*Figura 1-10. Sezione trasversale ampliamento lato Nord*



*Figura 1-11. Sezione trasversale ampliamento lato Sud*

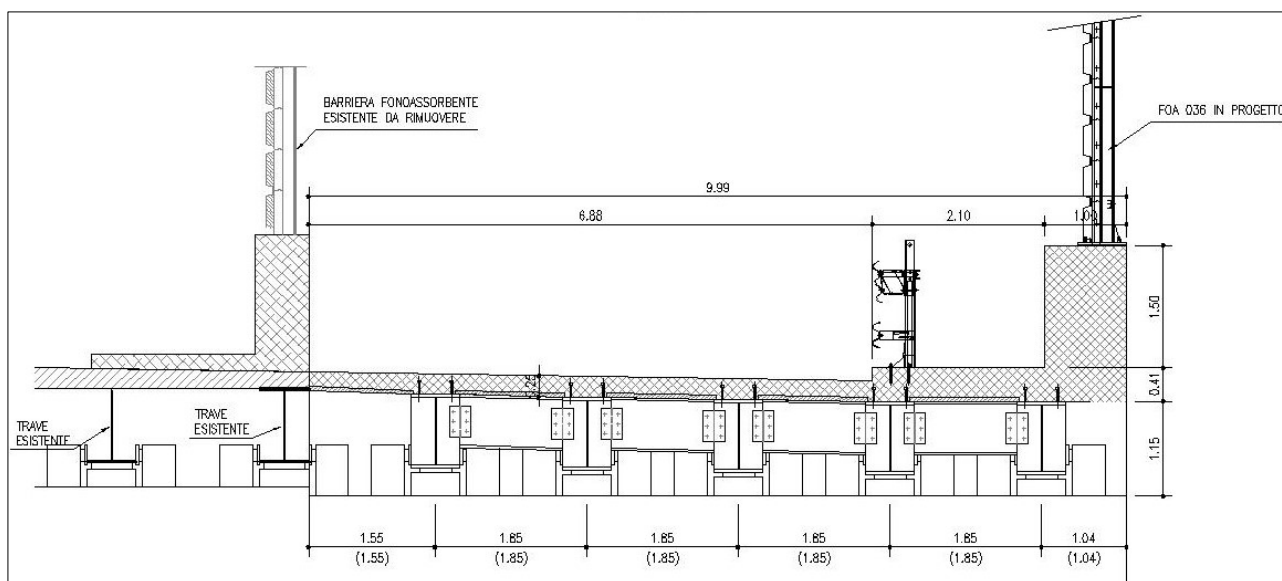


Figura 1-12. Sezione trasversale ampliamento lato Nord

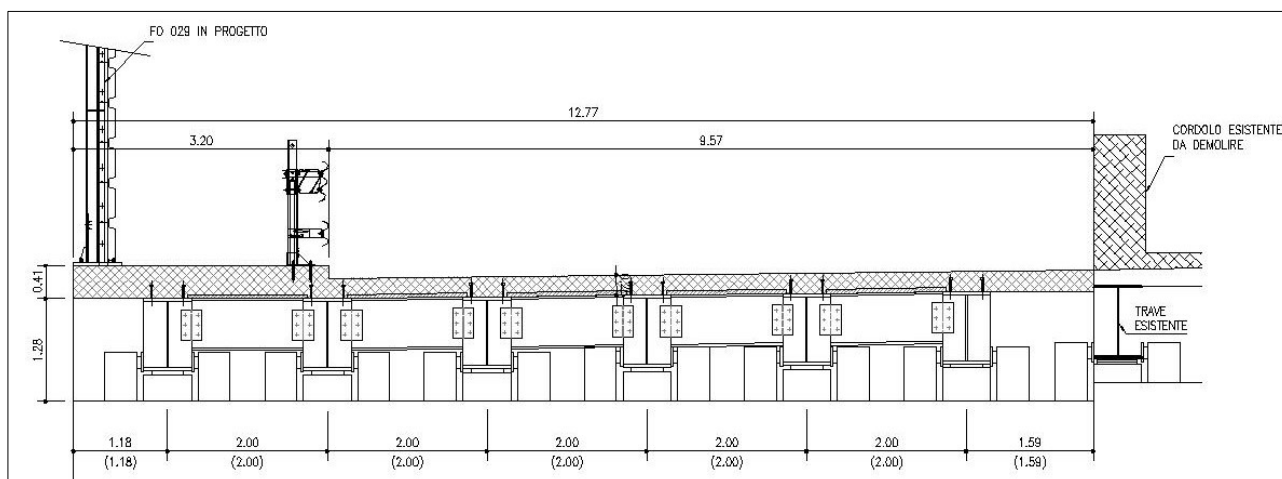


Figura 1-13. Sezione trasversale ampliamento lato Sud

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [26] Autostrade per l'Italia – Direzione sviluppo rete per l'Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

### 1.3 CLASSI DI ESPOSIZIONE

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

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

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

prospetto 4.1 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
<b>1 Nessun rischio di corrosione o di attacco</b>		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
<b>3 Corrosione indotta da cloruri</b>		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>		
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
<b>5 Attacco di cicli gelo/disgelo</b>		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
<b>6 Attacco chimico</b>		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

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

## 1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

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

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

#### Calcestruzzo per elevazioni spalle e pile: C32/40

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

#### Calcestruzzo per solette in c.a., cordoli, baggioli e ritegni sismici: C35/45

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



Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.34\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33625\text{MPa}$

#### Calcestruzzo per travi c.a.p.: C45/55

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 55\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 45.65\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 27.39\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 20.54\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 25.87\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 36416\text{MPa}$

#### Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C, controllate in stabilimento

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

#### Acciaio da precompressione aderente

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

#### Acciaio da carpenteria metallica: S355

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

### Piolatura

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

$f_{yk} = 350$  MPa

$f_{tk} = 450$  MPa

### Bulloni

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

Vite Classe 8.8

Dadi classe 8

Rondelle C50



## 1.4.2 Strutture esistenti

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

#### Impalcato - Impianto originario

Calcestruzzo confezionato a 400kg/mc

Acciaio tipo Aq50/60

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

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

#### Impalcato – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

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

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

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

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

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 C per profili saldati

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 B per profili commerciali

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

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

#### Sottostrutture – Impianto originario

Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento  $R730$

Dosaggio  $350\text{ kg/m}^3$

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

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

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

#### Sottostrutture – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

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

Calcestruzzo per fondazioni e pali

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

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

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

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

#### **1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti**

##### **Campagna di indagine 2018**

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

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

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-20-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia Corticella pk 13+807-86T – Corticella – Relazione Tecnica” redatto dalla citata società “elletipi srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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

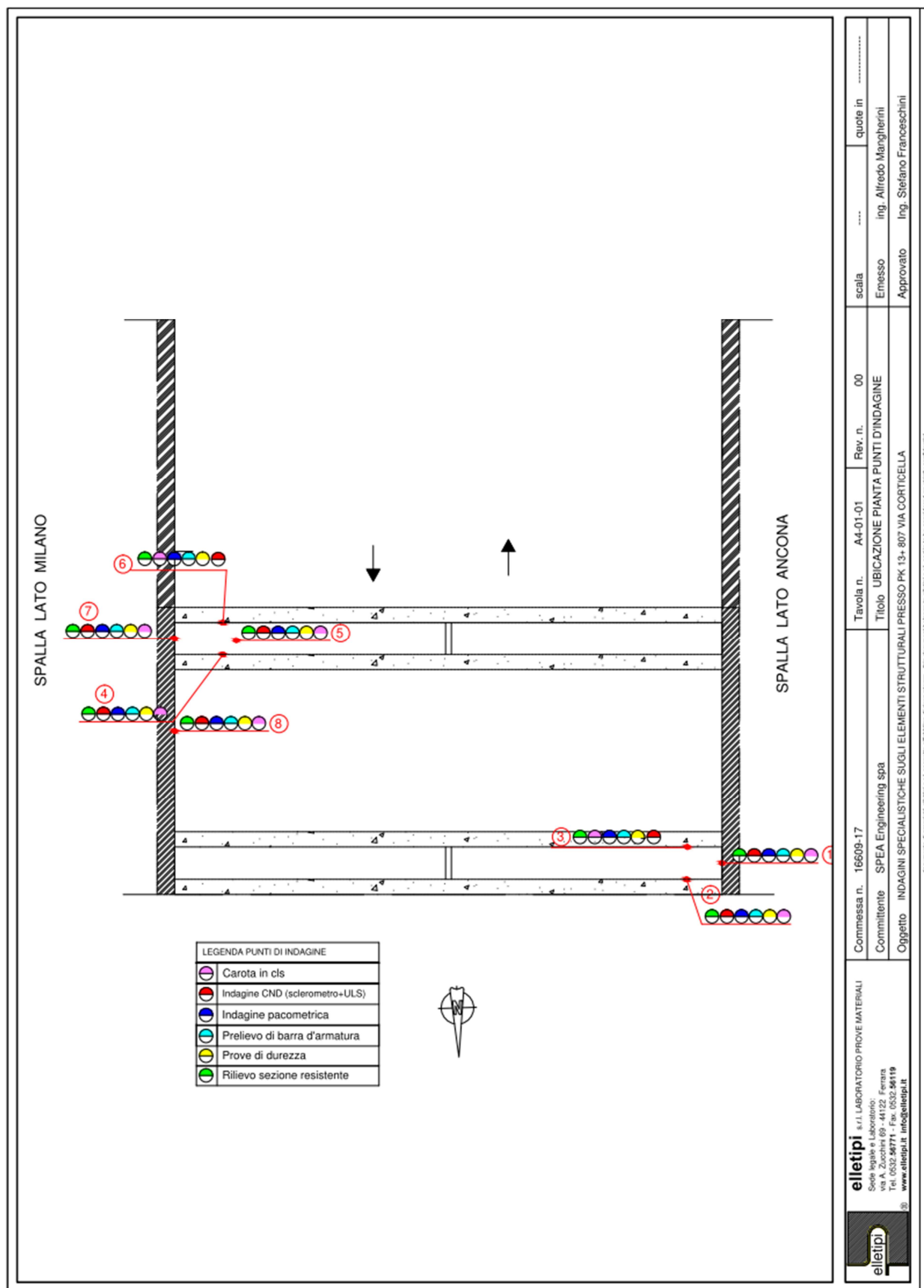


Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

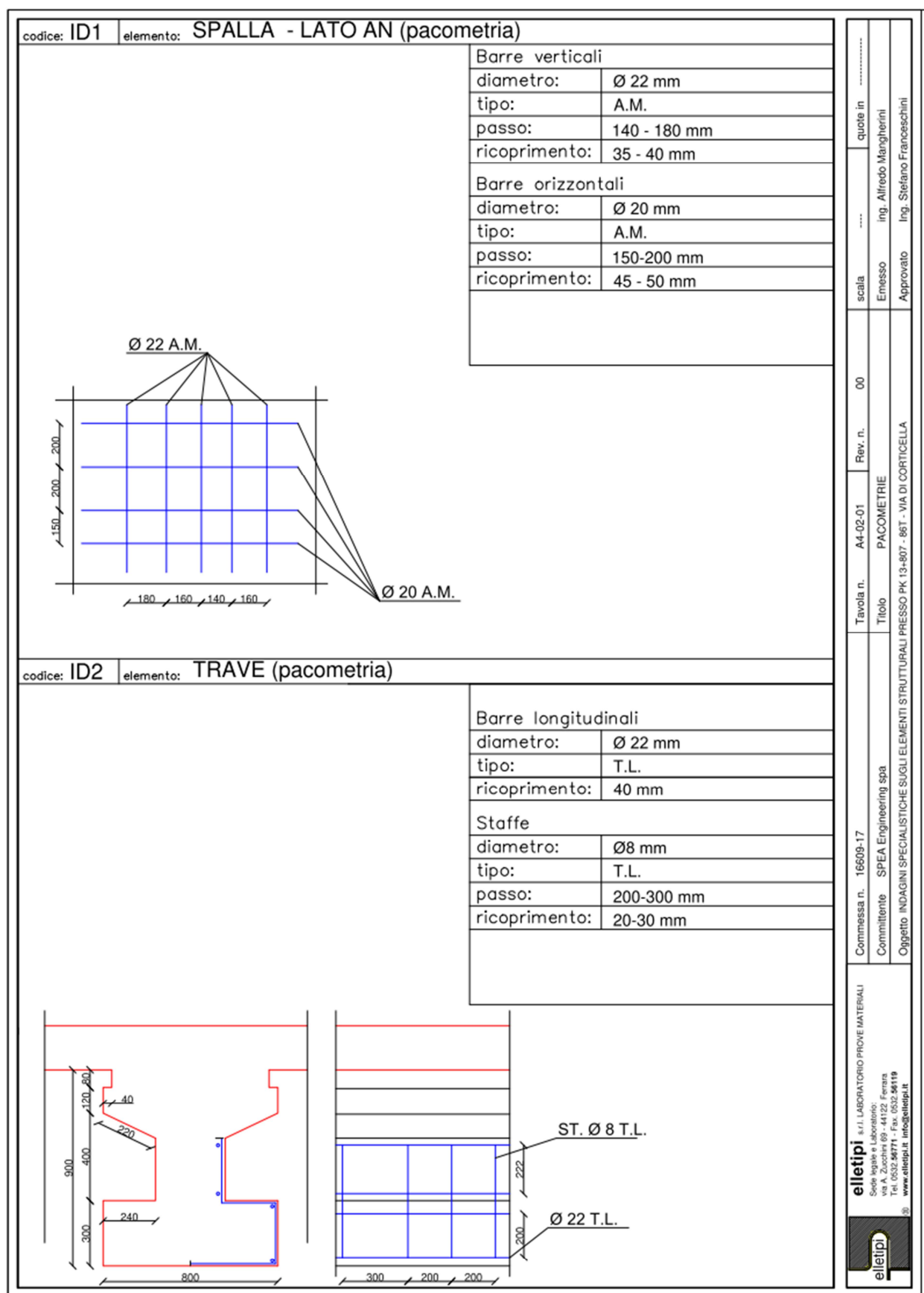


Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

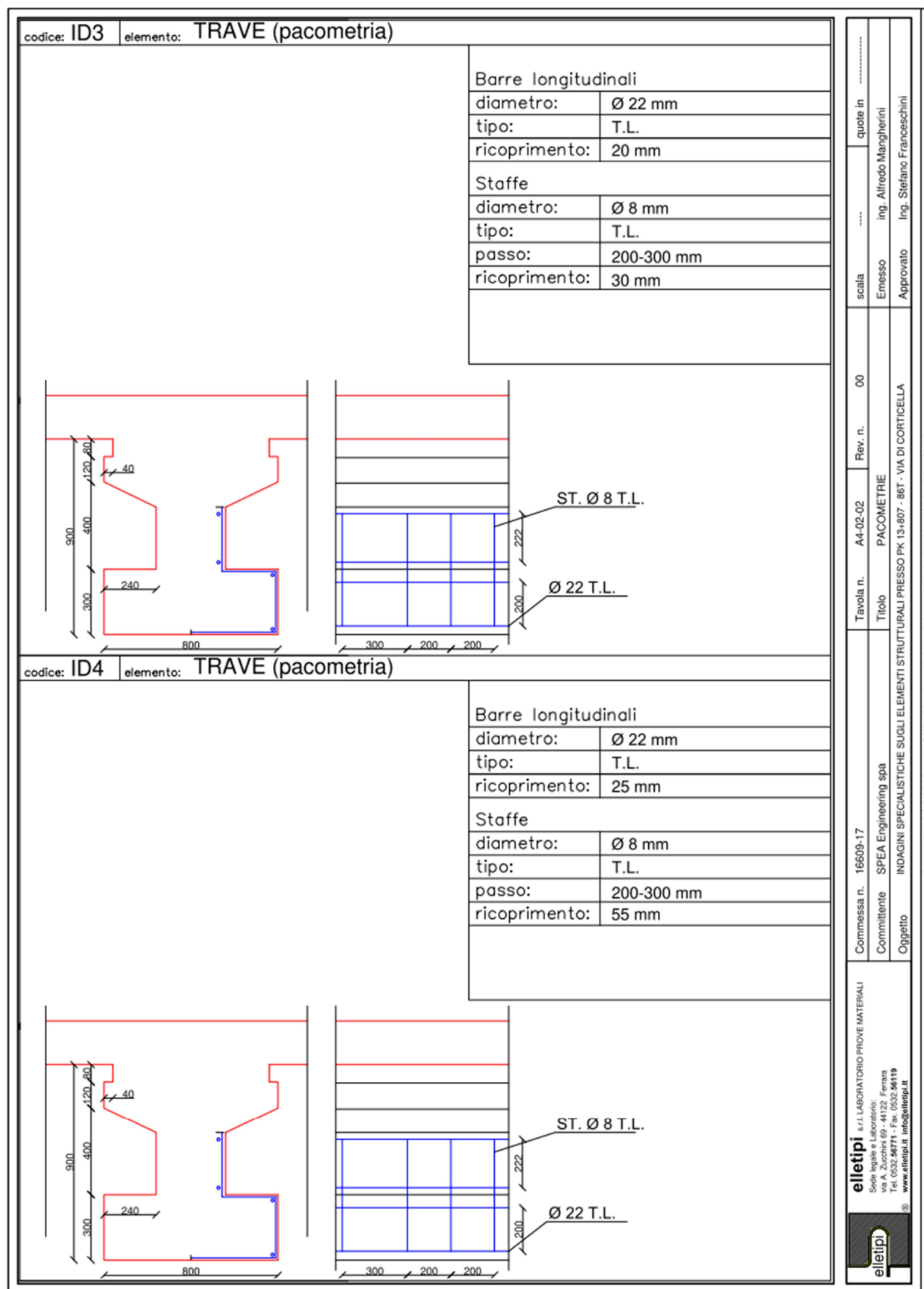


Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

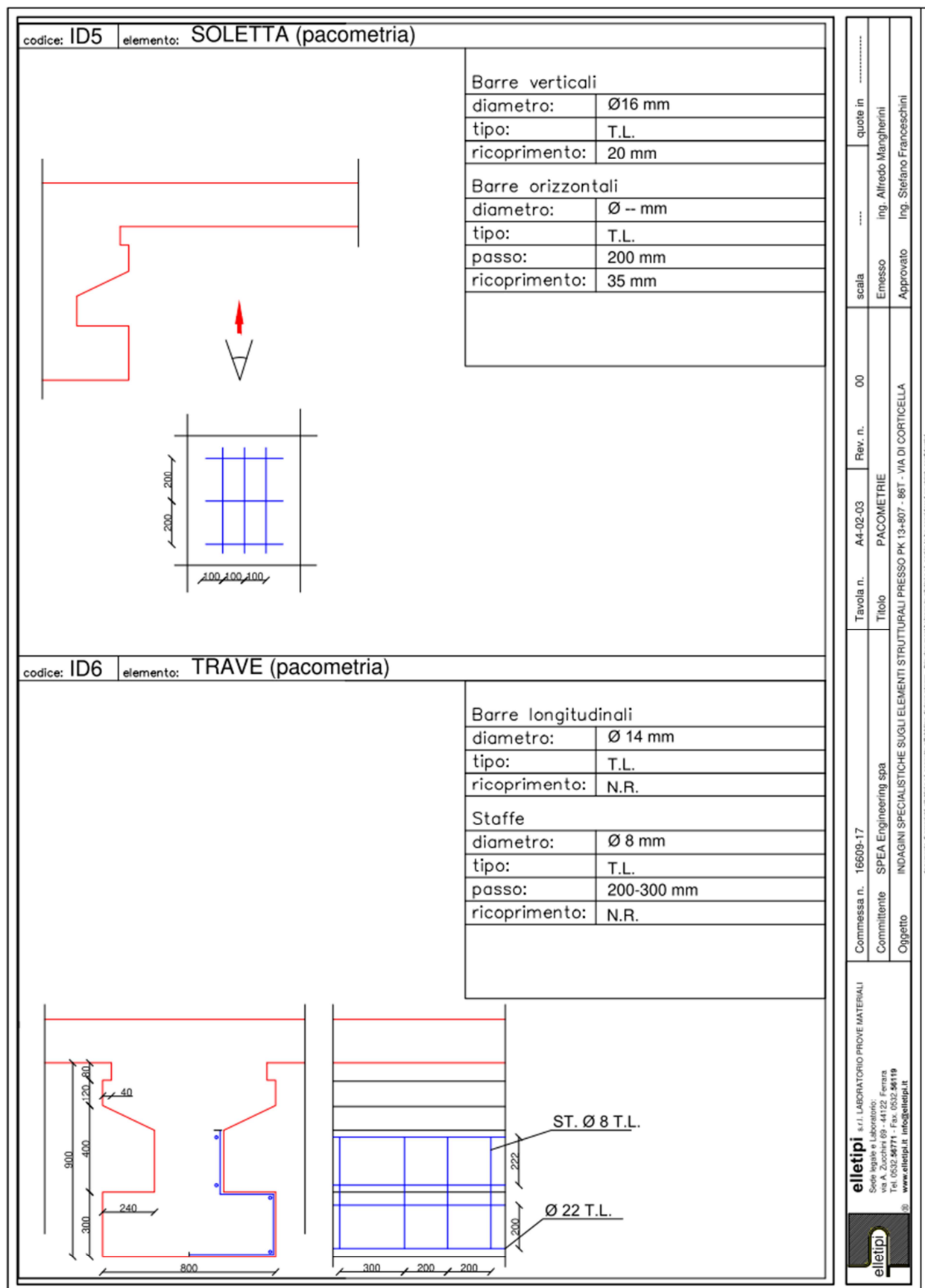


Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

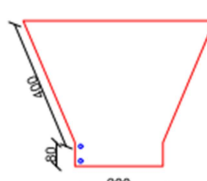
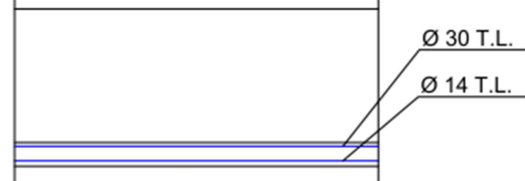
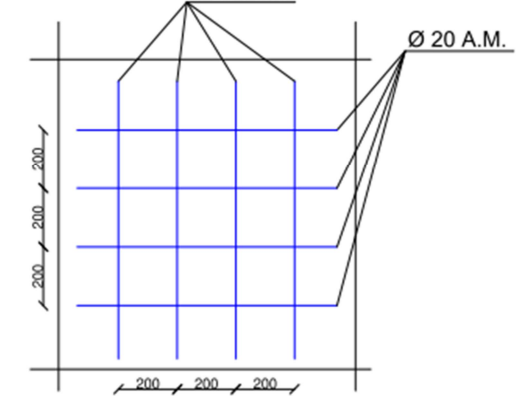
codice: ID7	elemento: TRAVERSO	<p>Barre longitudinali</p> <p>diametro: Ø 30 mm</p> <p>tipo: T.L.</p> <p>ricoprimento: 30 mm</p> <p>Staffe</p> <p>diametro: Ø 10 mm</p> <p>tipo: T.L.</p> <p>passo: 200 mm</p> <p>ricoprimento: 20 mm</p>		quote in mm	scala Emesso Approvato	ing. Alfredo Mangherini ing. Stefano Franceschini
 		<p>Ø 30 T.L.</p> <p>Ø 14 T.L.</p>		Tavola n. A4-02-04	Rev. n. 00	TITOLO PACOMETRIE
codice: ID8	elemento: SPALLA - LATO MI (pacometria)	<p>Barre verticali</p> <p>diametro: Ø 20 mm</p> <p>tipo: A.M.</p> <p>ricoprimento: 35 mm</p> <p>Barre orizzontali</p> <p>diametro: Ø 20 mm</p> <p>tipo: A.M.</p> <p>passo: 200 mm</p> <p>ricoprimento: 50 mm</p>		Commissa n. 16609-17	Committente SPEA Engineering spa	Oggetto INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 13-807 - 86T - VIA DI CORTICELLA
		<p>Ø 20 A.M.</p> <p>Ø 20 A.M.</p>		<p>elletipi s.r.l. LABORATORIO PROVE MATERIALI</p> <p>Sede: Spole e Laboratorio Firenze</p> <p>Tel. 0532 44711 - Fax. 0532 44119</p> <p>www.elletipi.it info@elletipi.it</p>		

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

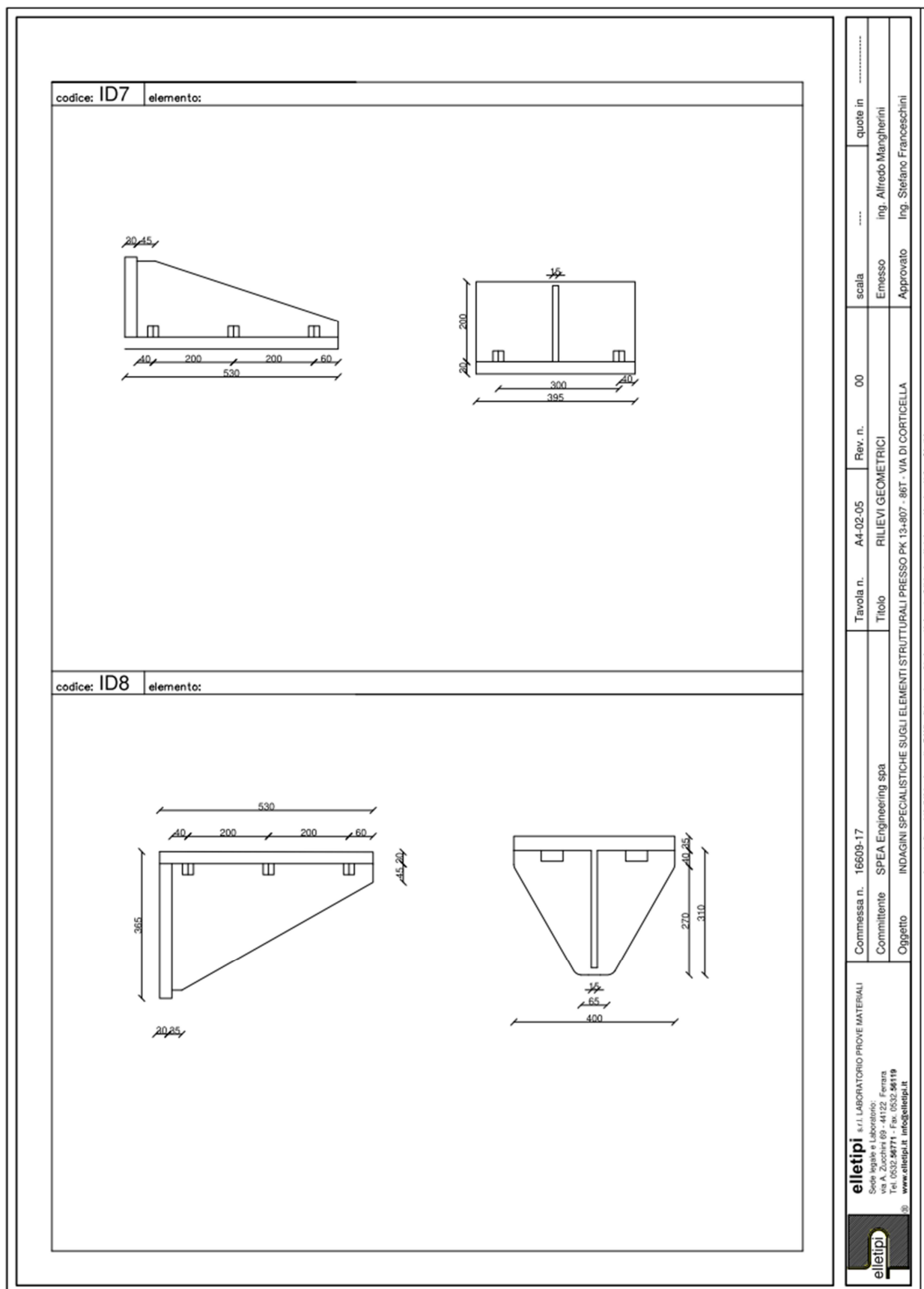


Figura 1-20 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Rilievo geometrico ritegni sismici.



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

**la scatech**  
 Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certipro  
 Qualità Ambientale Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 OHS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 3055006 del 22/12/2018, art. 18 del D.P.R. 389/2001, Circolare Ministeriale 78/13/812  
 Laboratorio Sclerometri autorizzato con Dec. n. 8672 del 07/09/2014, art. 18 del D.P.R. 389/2001, Circolare Ministeriale 78/13/812  
 Ordinanza Nottolingo n° 1308 del 22/05/2004 del Ministero delle Attività Produttive, concernente ai sensi della circ. 555/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk: 13+807 - 86T - VIA DI CORTICELLA  
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 18/01/18  
 PARTE D'OPERA: SPALLE E - SOLETTA  
 CERTIFICATO n°: 49543/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 10/04/18

**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	media	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID 1 - SPALLA ANCONA	20	61.20	3595	INDIRETTA	48	44	44	46	45	46	44	45	46	47	45.5	47.3	20.0	42.7	42.5
ID 8 - SPALLA MILANO	20	59.50	3697	INDIRETTA	40	40	38	40	40	40	38	40	38	40	39.4	34.8	22.3	33.3	39.5
ID 5 - SOLETTA	20	52.30	4297	INDIRETTA	53	52	53	52	54	54	54	50	50	52	52.4	60.3	39.2	54.1	50.4

**Note:**  
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12584-2  
 In indice finale di indagine sclerometrica dell'estremità di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito  
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 136-132  
 Determinazione delle velocità ultrasoniche nel calcestruzzo - UNI EN 12584-4  
 L indica la lunghezza del pezzo  
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L  
 V indica la velocità dell'impulso  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 129  
 Prova di compressione su carote di calcestruzzo - UNI EN 12584/1:2008  
 Metodo utilizzato per la preparazione del pezzo: taglio ad anello a velocità  
 Rapporto lunghezza/diametro dei pezzi utilizzati = 1  
 R indica la resistenza solida a compressione  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 351 - 521 - 424

Emesso:  
 Ing. Alfredo Mangherini

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

mod\_STRU006 (rev. 01 del 23/03/2012)

certi-49543-17-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.elletipi.sito:www.elletipi.it

**la scatech**  
 Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certipro  
 Qualità Ambientale Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 OHS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 3055006 del 22/12/2018, art. 18 del D.P.R. 389/2001, Circolare Ministeriale 78/13/812  
 Laboratorio Sclerometri autorizzato con Dec. n. 8672 del 07/09/2014, art. 18 del D.P.R. 389/2001, Circolare Ministeriale 78/13/812  
 Ordinanza Nottolingo n° 1308 del 22/05/2004 del Ministero delle Attività Produttive, concernente ai sensi della circ. 555/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk: 13+807 - 86T - VIA DI CORTICELLA  
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 18/01/18  
 PARTE D'OPERA: TRAVI-TRAVERSO  
 CERTIFICATO n°: 49542/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 10/04/18

**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	media	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID 2 - TRAVE	30	74.30	4038	DIRETTA	52	55	55	55	53	52	56	54	52	50	53.4	54.0	32.4	55.8	55.4
ID 3 - TRAVE	30	75.20	3989	DIRETTA	54	52	56	56	56	58	56	54	54	55	55.1	57.6	30.7	58.8	56.5
ID 4 - TRAVE	30	72.60	4132	DIRETTA	52	50	48	52	52	50	53	51	53	54	51.5	56.7	36.0	52.5	54.0
ID 6 - TRAVE	30	73.67	4072	DIRETTA	44	46	46	47	46	44	46	46	46	46	45.7	57.3	33.7	43.0	51.4
ID 7 - TRAVERSO	30	73.80	4065	DIRETTA	46	47	47	44	47	47	47	44	48	47	46.4	50.4	33.4	44.1	51.4

**Note:**  
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12584-2  
 In indice finale di indagine sclerometrica dell'estremità di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito  
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 136-132  
 Determinazione delle velocità ultrasoniche nel calcestruzzo - UNI EN 12584-4  
 L indica la lunghezza del pezzo  
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L  
 V indica la velocità dell'impulso  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 129  
 Prova di compressione su carote di calcestruzzo - UNI EN 12584/1:2008  
 Metodo utilizzato per la preparazione del pezzo: taglio ad anello a velocità  
 Rapporto lunghezza/diametro dei pezzi utilizzati = 1  
 R indica la resistenza solida a compressione  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 351 - 521 - 424

Emesso:  
 Ing. Alfredo Mangherini


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

mod\_STRU006 (rev. 01 del 23/03/2012)

certi-49542-17-rev00-16609-17-PND-TRAVERSI


Sistema qualità Elletipi Srl 1 di 1

Figura 1-21 – 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. 00174800387  
 e-mail: info@elletipi.it, segreteria@pec.elletipi.it  
 sito: www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7817/STC  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 9372 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7818/STC  
 Organismo Notificato n° 1308 (DM 828/19 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive), rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003



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

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk: 13+807 - 86T - VIA DI CORTICELLA  
 COMMESSA: 16609/17

CAMPIONE: CILINDRI IN CALCESTRUZZO  
 DATA PRELIEVO: 15/01/2018

CERTIFICATO n°: 49539/18      Rev 0 del: 09/04/2018  
 DATA PROVE: 22/01/2018

**PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO**

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	$f_{ck}$ [MPa]	$R_{c1}$ [MPa]	penetrazione CO <sub>2</sub> [mm]					
		Diametro	Lunghezza	$\lambda = L / D$										
		[mm]	[mm]											
SPALLA ANCONA	1	94	94	1.00	2276	328.2	47.3	47.3	12					
TRAVE	2	74	81	1.09	2325	224.3	52.2	54.0	15					
TRAVE	3	74	79	1.07	2355	241.4	56.1	57.6	14					
TRAVE	4	74	78	1.05	2370	238.9	55.5	56.7	0					
SOLETTA	5	74	73	0.99	2341	260.8	60.6	60.3	0					
TRAVE	6	74	77	1.04	2340	242.8	56.5	57.3	13					
TRAVERSO	7	74	77	1.04	2325	213.2	49.6	50.4	21					
SPALLA MILANO	8	94	79	0.84	2326	259.8	37.4	34.8	21					

Note:  
 Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica  
 $f_{ck}$  resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a  $\lambda$   
 $R_{c1} = f_{ck} \times 2.5 / (1.5 + 1/\lambda)$  resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza  $\lambda=1$  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

v02-It  
- contrattuali

mod\_STRU020 (rev 01 del 23/02/12)

cert-49539-17-v00-16609-17-COMPIL

Sistema Qualità Elletipi Srl  
pagina 1 di 1

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

**elietipi s.r.l.**  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/567711 - fax 0532/561119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600367  
 e-mail: info@elietipi.it, segreteria@elietipi.it  
 sito: www.elietipi.it

**la neutech**

Autentica con Sistema di Gestione certificato da Certipoint  
 Qualità Ambientale Sicurezza  
 ISO 9001:2008  
 ISO 14001:2004  
 ISO 45001:2018

---

**COMMITTENTE:** SPEA ENGINEERING S.P.A.  
**INDIRIZZO:** VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
**CANTIERE:** pk: 13+807 - 85T - VIA DI CORTICELLA  
**COMMESSA:** 16609/17

**CAMPIONE:** BARRE DI ARMATURA  
**DATA PRELIEVO:** 18/01/2018

**CERTIFICATO n°:** 4954/018  
**DATA PROVE:** 22/01/2018 Rev 0 del: 06/03/2018

PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009												
Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa volumica m <sub>v</sub>	Carico di snervamento F <sub>yk</sub>	Carico di rottura F <sub>tk</sub>	tensione di snervamento f <sub>yk</sub>	tensione di rottura f <sub>tk</sub>	rapporto tensioni f <sub>tk</sub> /f <sub>yk</sub>	allungamento a rottura ε
			D [mm]	Φ [mm]	L [mm]							
SPALLA ANCONA	1	A.M.	20	16.89	414.00	7765.93	84	189.75	505.4	610.6	1.21	15.1
TRAVE	2	T.L.	22	21.65	299.00	7742.41	137.07	210.92	365.6	562.0	1.54	17.3
TRAVE	3	T.L.	22	21.82	344.00	7723.74	137.18	213.26	366.8	570.2	1.55	26.5
TRAVE	4	T.L.	14	14.26	335.00	8144.39	84.17	93.58	401.8	585.9	1.46	41.7
SOLETTA	5	T.L.	16	15.79	384.00	7641.72	66.14	106.25	337.9	541.8	1.60	28.8
TRAVE	6	T.L.	14	14.28	326.00	8169.97	83.01	95.13	393.3	553.8	1.51	40.6
TRAVERSO	7	T.L.	14	14.21	285.00	8092.05	84.84	97.93	407.3	617.1	1.52	23.7
SPALLA MILANO	8	A.M.	20	20.04	400.00	7878.17	159.03	194.10	504.4	615.6	1.22	23.2

Nota:  
 \*cassa fortemente ossidata con conseguente riduzione della sezione.  
 D: diametro nominale della barra misurato con tecnica di misura diretta  
 Φ: diametro equivalente utilizzato e calcolato come indicato al § 11.3.2.4 del D.M. 14/01/2008 nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m³  
 T.L.: barre d'armatura di tipo tondo liscio  
 A.M.: barre d'armatura ad aderenza regolata  
 Codice strumentazione interna 882-1121-2228

**Emesso:**

ing. Alfredo Manfelloni

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

mod\_STRUC015 (rev.00 del 31/01/2012)
cert-49540-17-rev00-16609-17-TRAZDIR
Sistema Qualità Elietipi Srl  
1 di 1

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



**elletipi s.r.l.**  
 Via Annibale 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



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

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC  
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC  
Organismo Notificato n° 1306 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 159/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk: 13+807 - 86T - VIA DI CORTICELLA  
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 15-16/1/18  
 PARTE D'OPERA: BARRE ARMATURA: SPALLA - SOLETTA - TRAVI - TRAVERSI  
 CERTIFICATO n°: 49541/18 revisione 00 emessa il : 10/04/2018

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO					
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A
					TRAZIONE
					(MPa)
1	SPALLA ANCONA	BARRA	187.0	186.0	625
			186.0		
			185.0		
2	TRAVE	BARRA	159.0	168.7	569
			179.0		
			168.0		
3	TRAVE	BARRA	170.0	171.3	571
			180.0		
			164.0		
4	TRAVE	BARRA	175.0	170.7	573
			173.0		
			164.0		
5	SOLETTA	BARRA	164.0	163.0	547
			163.0		
			162.0		
6	TRAVE	BARRA	165.0	169.3	570
			168.0		
			175.0		
7	TRAVERSO	BARRA	171.0	172.0	575
			173.0		
			172.0		
8	SPALLA MILANO	BARRA	185.0	183.0	623
			181.0		
			183.0		

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

Emesso:

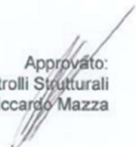
ing. Alfredo Mangherini



Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali

p.i. Riccardo Mazza



mod\_STRU022 (rev 01 del 16/05/13)

cert-49541-17-rev00-16609-17-DUR

Sistema Qualità Elletipi Srl  
pagina 1 di 1

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

### **Campagna di indagine 2020**

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- n°32 Carotaggi meccanici compresa Carbonatazione;
- n°32 Prove penetrazione Ioni Cloruro;
- n°11 Prelievi barre di armatura;
- n°11 Indagini pacometriche;
- n°18 Durometri;

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

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento “Opera 7: Sottovia via Corticella 86T – Autostrada A13 (BO) – km 013+807 – Rev.0 – 31/08/2020” redatto dalla citata società “MTS Engineering srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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





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

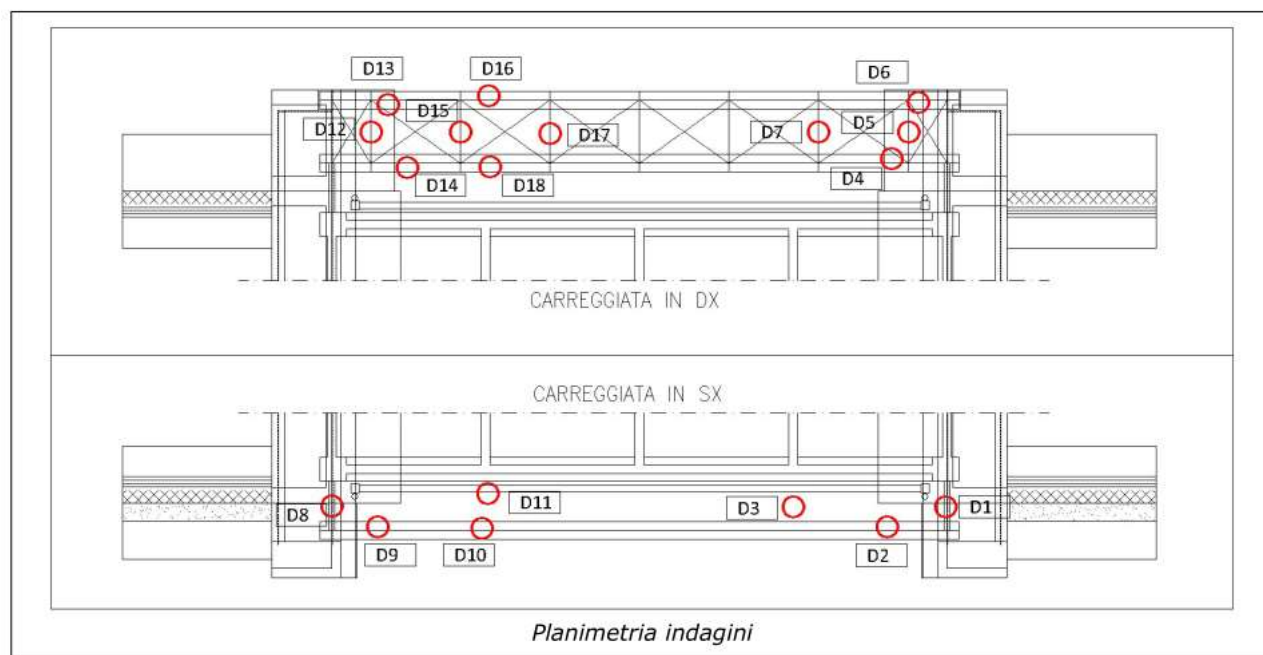


Figura 1-26 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Planimetria indagini.

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota	carico di rottura	carico unitario fc	$\lambda$	Ceff. correl.	Rc corretto
		$\varnothing$	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	g	Kg/m <sup>3</sup>	N	N/mm <sup>2</sup>			N/mm <sup>2</sup>
C1	NON DICHIARATO	74	45,3	4301	195	468	2.402,12	228.470	53,12	RAPPORTO UTILE H/D < 1		
C2	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	768	2.413,10	217.200	50,50	1,00	1,00	50,50
C3	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1474	2.315,70	200.040	46,51	2,00	1,25	58,14
C4	NON DICHIARATO	74	147,8	4301	636	1482	2.331,42	161.660	37,59	2,00	1,25	46,97
C5	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1515	2.380,11	132.560	30,82	2,00	1,25	38,53
C6	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1454	2.284,28	108.860	25,31	2,00	1,25	31,64
C7	NON DICHIARATO	74	147,6	4301	635	1450	2.284,17	138.180	32,13	1,99	1,25	40,13
C8	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	725	2.278,00	238.700	55,50	1,00	1,00	55,50
C9	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	777	2.431,53	215.930	50,21	1,00	1,00	50,29
C10	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	755	2.372,26	188.710	43,88	1,00	1,00	43,88
C11	NON DICHIARATO	74	74,2	4301	319	738	2.312,59	305.770	71,10	1,00	1,00	71,17
C12	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	759	2.384,83	282.900	65,78	1,00	1,00	65,78

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota	carico di rottura	carico unitario fc	$\lambda$	Ceff. correl.	Rc corretto
		$\varnothing$	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm²	cm³	g						
C13	NON DICHIARATO	74	74,5	4301	320	757	2.362,58	186.330	43,32	1,01	1,00	43,44
C14	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1454	2.284,28	108.560	25,24	2,00	1,25	31,55
C15	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	751	2.359,69	212.000	49,29	1,00	1,00	49,29
C16	NON DICHIARATO	74	75,0	4301	323	789	2.446,03	226.820	52,74	1,01	1,01	53,02
C17	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	733	2.293,83	233.160	54,21	1,00	1,00	54,30
C18	NON DICHIARATO	74	74,1	4301	319	751	2.356,51	268.170	62,35	1,00	1,00	62,39
C19	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	760	2.387,97	224.810	52,27	1,00	1,00	52,27
C20	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	709	2.227,72	146.080	33,97	1,00	1,00	33,97
C21	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	754	2.359,55	293.960	68,35	1,00	1,00	68,46
C22	NON DICHIARATO	74	74,2	4301	319	745	2.334,53	233.250	54,23	1,00	1,00	54,29
C23	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	768	2.413,10	274.650	63,86	1,00	1,00	63,86
C24	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	765	2.403,68	222.410	51,71	1,00	1,00	51,71
C25	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1433	2.251,29	119.790	27,85	2,00	1,25	34,82
C26	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	752	2.362,83	249.050	57,91	1,00	1,00	57,91
C27	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	765	2.393,97	214.340	49,84	1,00	1,00	49,92
C28	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1527	2.398,97	170.420	39,62	2,00	1,25	49,53
C29	NON DICHIARATO	74	74,2	4301	319	764	2.394,07	233.820	54,37	1,00	1,00	54,42
C30	NON DICHIARATO	74	147,8	4301	636	1433	2.254,33	134.250	31,21	2,00	1,25	39,01
C31	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1498	2.353,41	188.760	43,89	2,00	1,25	54,86
C32	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	746	2.343,98	142.470	33,13	1,00	1,00	33,13

N.B.: a) il diametro è la media dei due diametri, misurati ortogonalmente, su ambedue le facce della carota.  
b) l'altezza è la media delle quattro altezze, misurate in punti diversi (diametralmente opposti), dopo il taglio e la spianatura.

\* SU RICHIESTA DELLA COMMITTEA È STATO TESTATO IL CAMPIONE C1 ANCHE SE RAPPORTO H/D < 1

Figura 1-27 – 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. $f_y$	carico di rottura	carico unitario rottura $f_t$	Allungamento
		$\varnothing_{nom}$	lungh.	peso	area	$\varnothing_{eq}^*$					
		mm	mm	g	mm²	mm					%
B1*	NON DICHIARATO	16	380	522	174,99	14,93	83.420	476,7	94.150	538,0	14,7
B2	NON DICHIARATO	18	373	772	263,66	18,32	98.070	372,0	143.160	543,0	15,3
B3*	NON DICHIARATO	20	359	828	293,81	19,34	143.100	487,0	173.870	591,8	16,6
B4	NON DICHIARATO	10	372	246	84,24	10,36	44.680	530,4	53.540	635,6	12,4
B5	NON DICHIARATO	16	364	576	201,58	16,02	134.050	665,0	140.850	698,7	14,7
B6	NON DICHIARATO	10	364	241	84,34	10,36	41.610	493,3	54.180	642,4	10,9
B7*	NON DICHIARATO	22	374	1074	365,82	21,58	186.640	510,2	219.040	598,8	14,9
B8	NON DICHIARATO	16	365	567	197,89	15,87	109.240	552,0	126.900	641,3	15,7
B9*	NON DICHIARATO	20	356	820	293,42	19,33	119.980	408,9	161.990	552,1	13,6
B10	NON DICHIARATO	18	362	743	261,46	18,25	107.440	410,9	143.750	549,8	16,5
B11	NON DICHIARATO	24	384	1358	450,50	23,95	240.310	533,4	292.240	648,7	14,2

\* della barra tonda equipesante

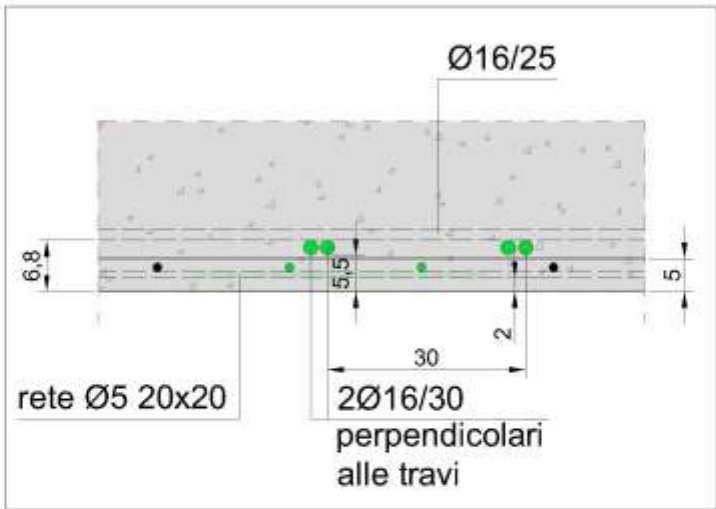


N.B.: I campioni B1, B3, B7 e B9 presentano corrosione evidente

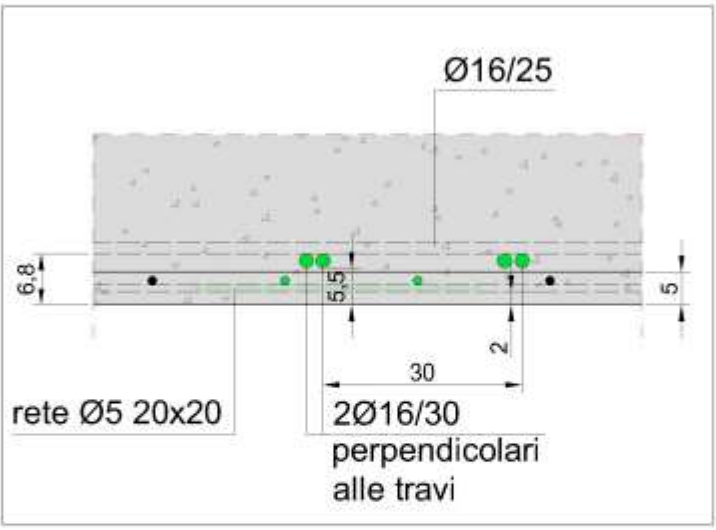


Figura 1-28 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

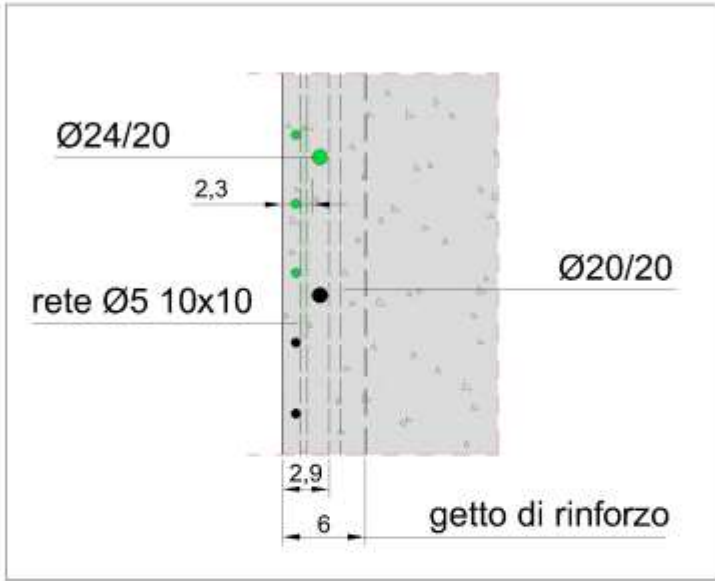




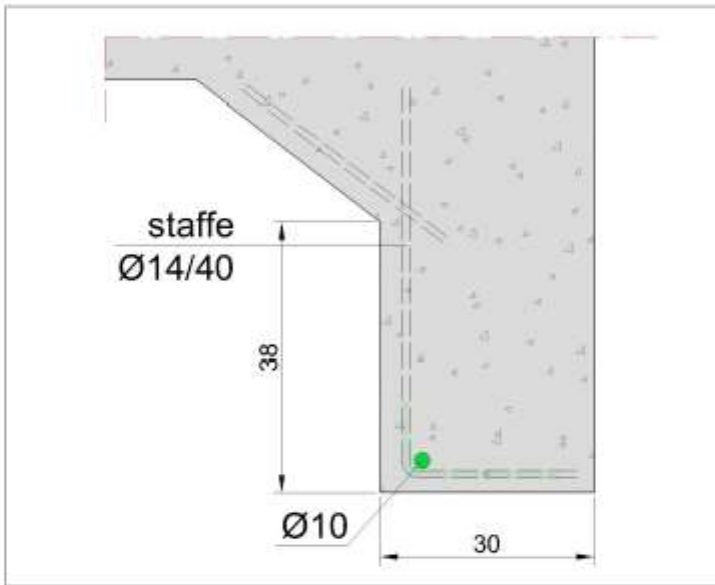

N° PROVA	Elemento Strutturale	DUROMETRO
		Media indice [HV]
D 1	TRAVE METALLICA	251
D 2	TRAVE METALLICA	213
D 3	TRAVE METALLICA	277.25
D 4	TRAVE METALLICA	251.5
D 5	TRAVE METALLICA	234
D 6	TRAVE METALLICA	272.5
D 7	TRAVE METALLICA	254.5
D 8	TRAVE METALLICA	298.75
D 9	TRAVE METALLICA	278
D 10	TRAVE METALLICA	263.5
D 11	TRAVE METALLICA	295.5
D 12	TRAVE METALLICA	249
D 13	TRAVE METALLICA	230.75
D 14	TRAVE METALLICA	229.5
D 15	TRAVE METALLICA	254
D 16	TRAVE METALLICA	214.75
D 17	TRAVE METALLICA	265.25
D 18	TRAVE METALLICA	225.5

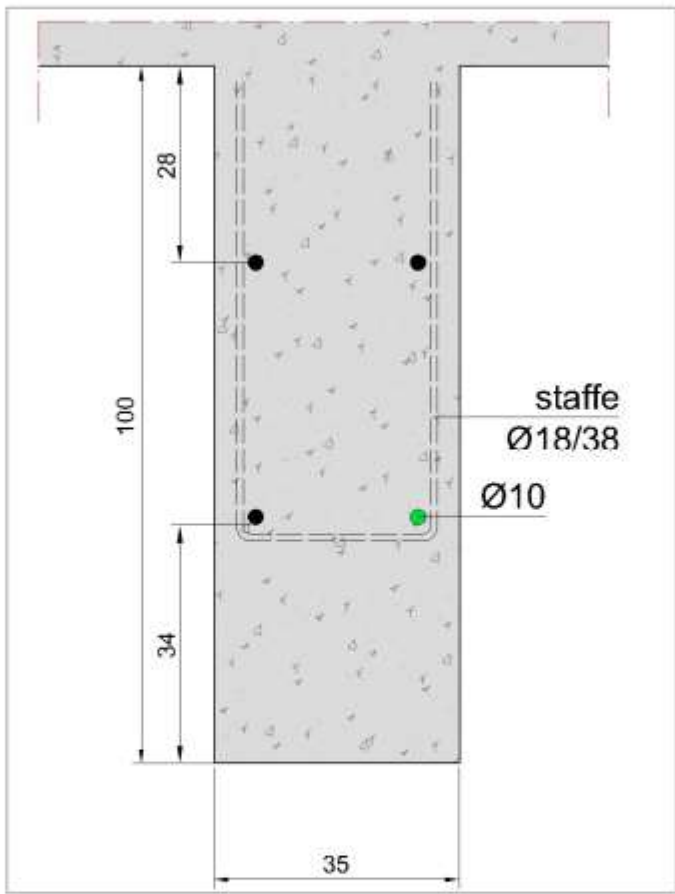
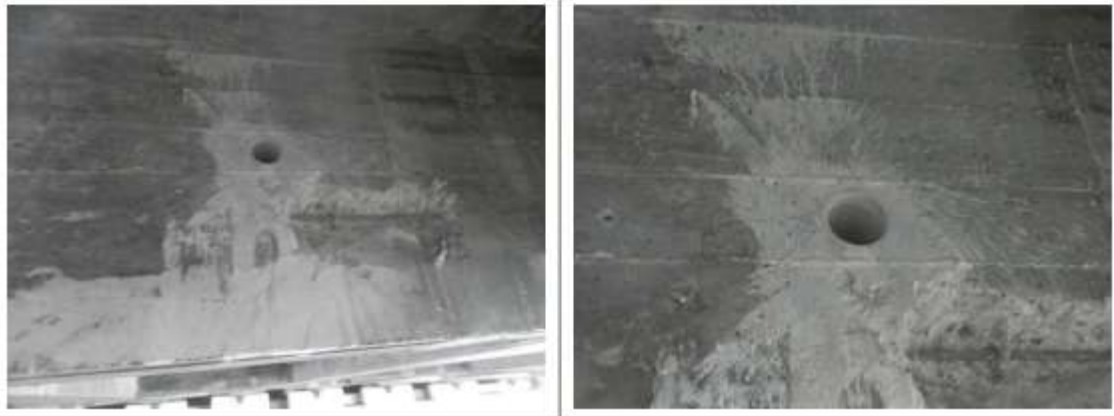
Figura 1-29 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Prove durometriche travi metalliche

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata e presentano corrosione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

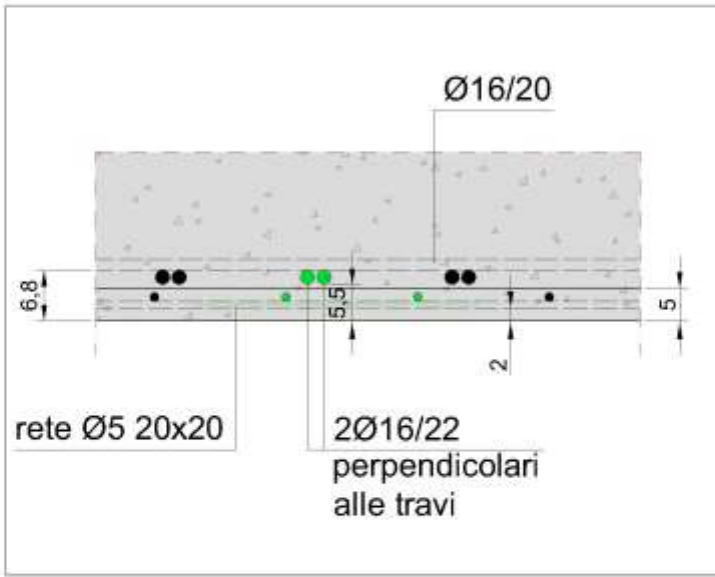

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 2
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata e presentano ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

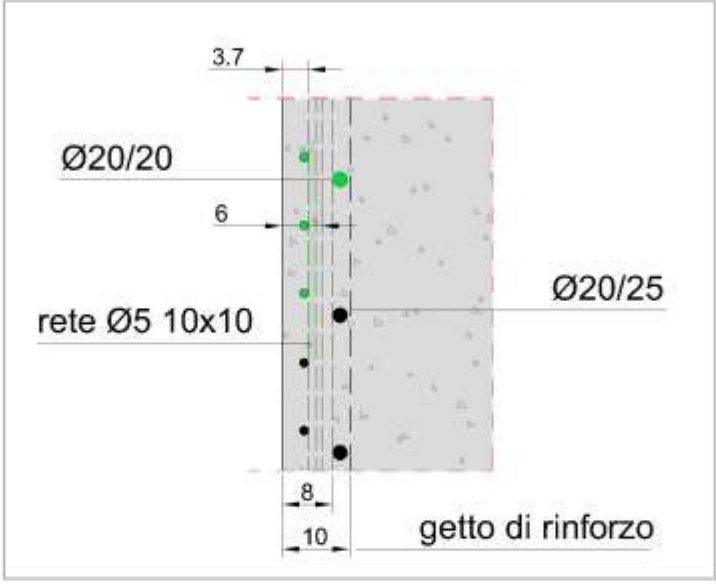


DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata e presentano ossidazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

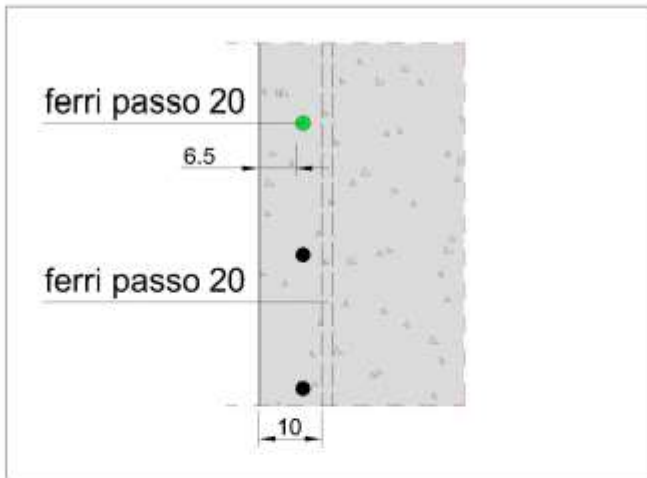
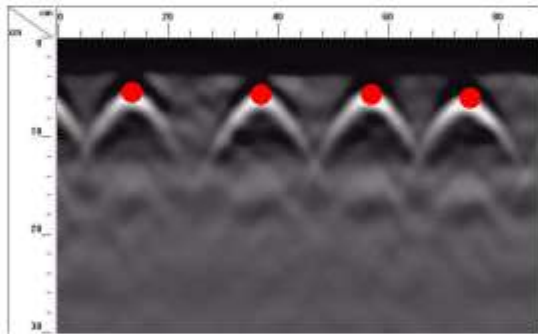


DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5
TRAVERSO DI TESTATA	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci e presentano ossidazione con punti di corrosione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Diagramma di sezione trasversale dell'area di indagine. La struttura è in calcestruzzo con armature. Una staffa Ø14/40 è indicata con una dimensione di 38. Un'altra armatura Ø10 è indicata con una dimensione di 30. Un punto di indagine è segnalato con un cerchio verde.</p>	
Sezione area di indagine	
 <p>Due fotografie in bianco e nero che mostrano l'area di indagine. La fotografia di sinistra mostra una vista laterale della struttura con una staffa Ø14/40. La fotografia di destra mostra una vista superiore della struttura con una staffa Ø10.</p>	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 6
TRAVERSO CENTRALE	CARREGGIATA DX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci e presentano corrosione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Diagramma di sezione trasversale di una carreggiata. La larghezza totale è di 100 cm. La larghezza della carreggiata è di 35 cm. La profondità della carreggiata è di 28 cm. La profondità della spalla è di 34 cm. Sono indicati due tipi di staffe: Ø18/38 e Ø10.</p>	
Sezione area di indagine	
 <p>Due fotografie in bianco e nero che mostrano la sezione area di indagine. La fotografia a sinistra mostra la carreggiata e la spalla. La fotografia a destra mostra la carreggiata e la spalla.</p>	



DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 7
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata e presentano ossidazione superficiale con punti di ossidazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 8
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO MILANO
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci e presentano corrosione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 9
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO MILANO
NOTE: Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica non è stato possibile rilevare i diametri causa l'elevato ricoprimento.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
 <p>Profilo radar verticale sul prospetto della spalla. I cerchi rossi rappresentano i ferri orizzontali.</p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 10
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO MILANO
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci e presentano ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

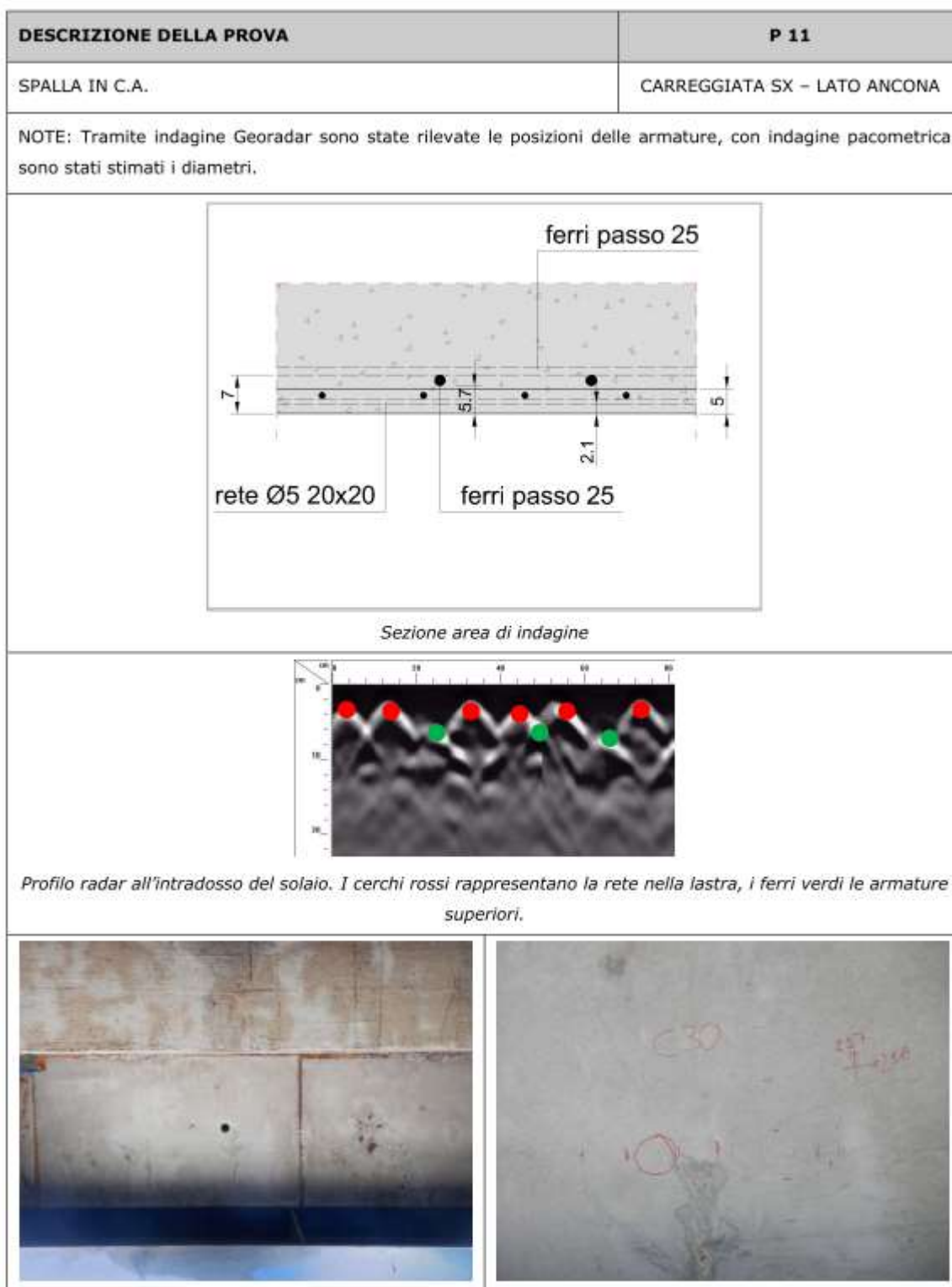


Figura 1-30 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Rilievi geometrici e pacometrici



### 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 dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

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

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

Figura 1-31 – 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  $\gamma_m$ .

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, sì da tenere conto della dispersione.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### 1.4.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche dei materiali esistenti

Sulla base de:

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

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

L'analisi è condotta separatamente per:

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

<b>Sottovia:</b>	86T	
<b>Opere:</b>	anni '60	
<b>Elemento:</b>	soletta	
<b>Materiale:</b>	calcestruzzo	
-	FC	1.00
	$\gamma_c$	1.50
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
ID carotaggio	$R_c$ [MPa]	
C2	50.50	
C6	31.64	
C8	50.50	
C9	50.29	
C13	43.44	
C15	49.29	
C16	53.02	
C21	68.46	
C22	54.29	
C24	51.71	
C26	57.91	
C27	49.92	
C28	49.53	
C29	54.42	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
ID carotaggio	$R_c$ [MPa]	
5	60.30	
$R_c$ [MPa]	51.68	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	34.45	$= R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	28.60	$= R_c \times 0,83$
n° prove	15	
$\mu^*$	3.93	
$\sigma^*$	0.17	
$\mu_{0,16}$	3.89	
$x_{0,05}$	37.07	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	37.07	$= R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	30.77	$= R_c \times 0,83$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>28.60</b>	

<b>Sottovia:</b> 86T		
<b>Opere:</b> anni '60		
<b>Elemento:</b> soletta		
<b>Materiale:</b> acciaio		
-		
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.15	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
B2		372.00
B10		410.90
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 5		337.90
$f_y$ [MPa]	373.60	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	324.87	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	5.92	
$\sigma^*$	0.10	
$\mu_{0,16}$	5.86	
$x_{0,05}$	299.80	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	299.80	$= f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>299.80</b>	

<b>Sottovia:</b> 86T		
<b>Opere:</b> anni '60		
<b>Elemento:</b> traverso		
<b>Materiale:</b> calcestruzzo		
-		
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.50	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
C4	46.97	
C10	43.88	
C12	65.78	
C14	31.55	
C25	34.82	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
7	50.40	
R <sub>c</sub> [MPa]	45.57	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	30.38	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	25.21	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	6	
$\mu^*$	3.79	
$\sigma^*$	0.26	
$\mu_{0,16}$	3.68	
$\chi_{0,05}$	25.74	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	25.74	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	21.37	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>21.37</b>	



<b>Sottovia:</b> 86T		
<b>Opere:</b> anni '60		
<b>Elemento:</b> traverso		
<b>Materiale:</b> acciaio		
-		
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.15	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
B4		530.40
B6		493.30
B9		408.90
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 7		407.30
$f_y$ [MPa]	459.98	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	399.98	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	4	
$\mu^*$	6.12	
$\sigma^*$	0.13	
$\mu_{0,16}$	6.06	
$x_{0,05}$	343.18	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	343.18	$= f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>343.18</b>	

<b>Sottovia:</b> 86T		
<b>Opere:</b> anni '60		
<b>Elemento:</b> trave		
<b>Materiale:</b> calcestruzzo		
-		
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.50	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
C5	38.53	
C11	71.17	
C17	54.30	
C23	63.83	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
2	54.00	
3	57.60	
4	56.70	
6	57.30	
R <sub>c</sub> [MPa]	56.68	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	37.79	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	31.36	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	8	
$\mu^*$	4.02	
$\sigma^*$	0.18	
$\mu_{0,16}$	3.96	
X <sub>0,05</sub>	39.35	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	39.35	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	32.66	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>31.36</b>	

<b>Sottovia:</b> 86T		
<b>Opere:</b> anni '60		
<b>Elemento:</b> trave		
<b>Materiale:</b> acciaio		
-		
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.15	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 2		365.60
ID 3		366.60
ID 4		401.80
ID 6		393.30
$f_y$ [MPa]	381.83	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	332.02	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	4	
$\mu^*$	5.94	
$\sigma^*$	0.05	
$\mu_{0,16}$	5.92	
$x_{0,05}$	343.99	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	343.99	$= f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>332.02</b>	

<b>Sottovia:</b>	86T	
<b>Opere:</b>	anni '60	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	calcestruzzo	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.50	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
C10	43.88	
C14	31.55	
C25	34.82	
C32	33.13	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
ID 1	47.30	
ID 8	34.80	
$R_c$ [MPa]	37.58	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	25.05	$= R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	20.79	$= R_c \times 0,83$
n° prove	6	
$\mu^*$	3.61	
$\sigma^*$	0.16	
$\mu_{0,16}$	3.55	
$\chi_{0,05}$	26.56	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	26.56	$= R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	22.04	$= R_c \times 0,83$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>20.79</b>	

<b>Sottovia:</b>	86T	
<b>Opere:</b>	anni '60	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	acciaio	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.15	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
B4		530.40
B9		408.90
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 1		505.40
ID 8		504.40
$f_y$ [MPa]	487.28	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	423.72	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	4	
$\mu^*$	6.18	
$\sigma^*$	0.12	
$\mu_{0,16}$	6.13	
$x_{0,05}$	378.30	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	378.30	$= f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>378.30</b>	

<b>Sottovia:</b>	86T	
<b>Opere:</b>	Ampliamento 2004	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	calcestruzzo	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.50	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
C3	58.14	
C7	40.13	
C20	33.97	
C31	54.86	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
$R_c$ [MPa]	46.78	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	31.18	$= R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	25.88	$= R_c \times 0,83$
n° prove	4	
$\mu^*$	3.82	
$\sigma^*$	0.26	
$\mu_{0,16}$	3.69	
$x_{0,05}$	26.42	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	26.42	$= R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	21.93	$= R_c \times 0,83$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>21.93</b>	



<b>Sottovia:</b>	86T	
<b>Opere:</b>	ampliamento 2004	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	acciaio	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.15	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
B3		487.00
B7		510.00
B11		533.00
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	510.00	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	443.48	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	6.23	
$\sigma^*$	0.05	
$\mu_{0,16}$	6.21	
$x_{0,05}$	461.12	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	461.12	$= f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>443.48</b>	

## 1.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

### 1.5.1 Terreno di rilevato

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

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

coesione:  $c' = 0$

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

### 1.5.2 Terreno di fondazione

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

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT104	1984	13+665	34.50	20.00	-
S104	2000	13+770	35.20	12.20	-
P107	2000	13+750	34.30	3.50	-
S60	1984	13+885	34.60	20.00	-
S62	1984	13+825	35.50	26.00	-
PB16	2016	13-790	34.50	35.00	C(35)-TA(32)

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

Figura 1-32. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	$z_{eq}$ (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
35.50	0.0 ÷ 11.0	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	11.0 ÷ 17.90	Limo argilloso	A'	?	Tabella VI
	17.90 ÷ 26.00	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella V

Figura 1-33. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)	$E'$ (MPa)	$\sigma'_{pcc}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	$C_v$ m/sec <sup>2</sup>	$C_u$ (KPa)	$E_u$ (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03 ÷ 0.04	3E-07	50 + 3.3 z	20

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

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)	$E'$ (MPa)	$\sigma'_{pcc}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	$C_v$ m/sec <sup>2</sup>	$C_u$ (KPa)	$E_u$ (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03 ÷ 0.04	3E-07	60 + (z-3)	20

Figura 1-35. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A')

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)	$E'$ (MPa)	$\sigma'_{pre}$ (MPa)	CR	RR	$C_v$ m/sec <sup>2</sup>	$C_u$ (KPa)	$E_u$ (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---
$\gamma_t$ = peso di volume del terreno $c'$ = coesione efficace $\phi'$ = angolo di resistenza al taglio $E'$ = modulo di elasticità $\sigma'_{pre}$ = tensione di preconsolidazione $CR$ = angolo di resistenza al taglio $RR$ = modulo di elasticità $C_v$ = coeff. di consolidazione verticale $C_u$ = coesione non drenata $E_u$ = mod di elasticità in condiz non drenate										

Figura 1-36. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

## 1.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

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

### Sito in esame.

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

### Siti di riferimento

Latitudine: 44.528286

Longitudine: 11.350936

### 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 (SLV):

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

$S = S_S \times S_T = 1.41$

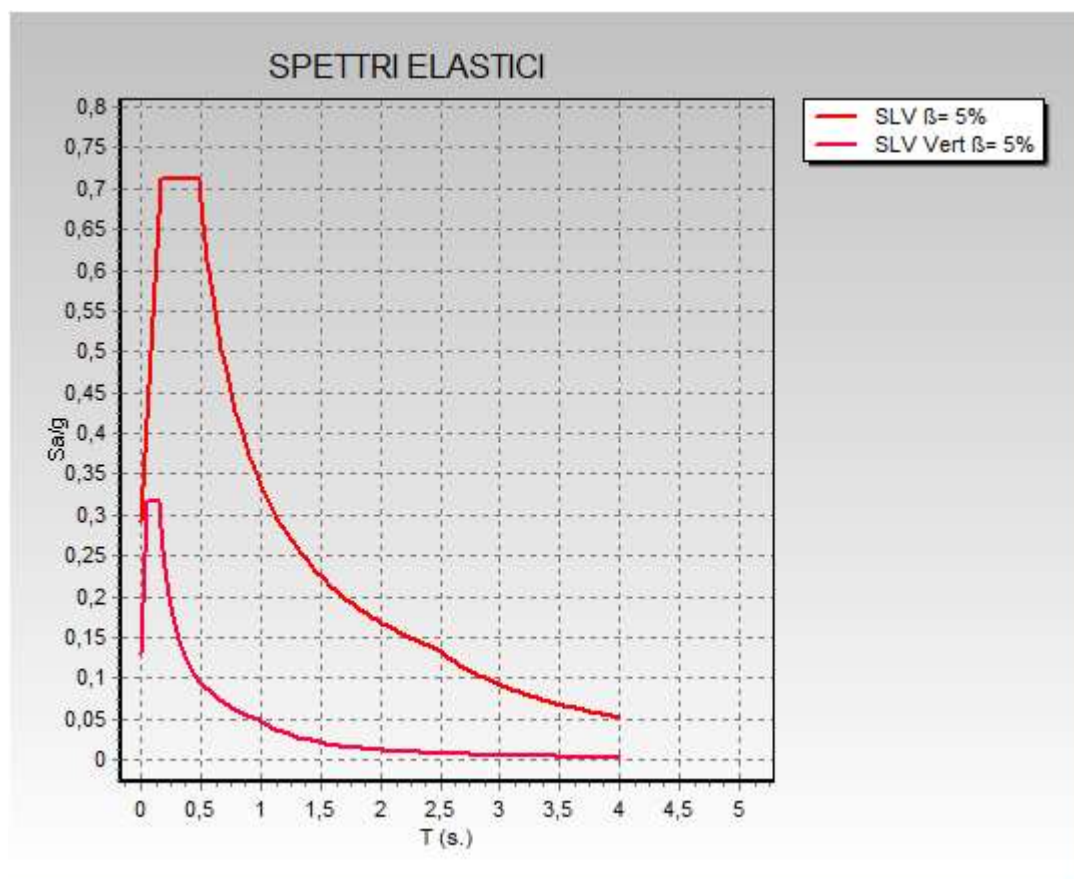


Figura 1-37. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

## 1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'analisi dell'impalcato è il software agli elementi finiti **CDSWin** versione 2010 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 provvisori 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.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

## 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:

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

## 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.

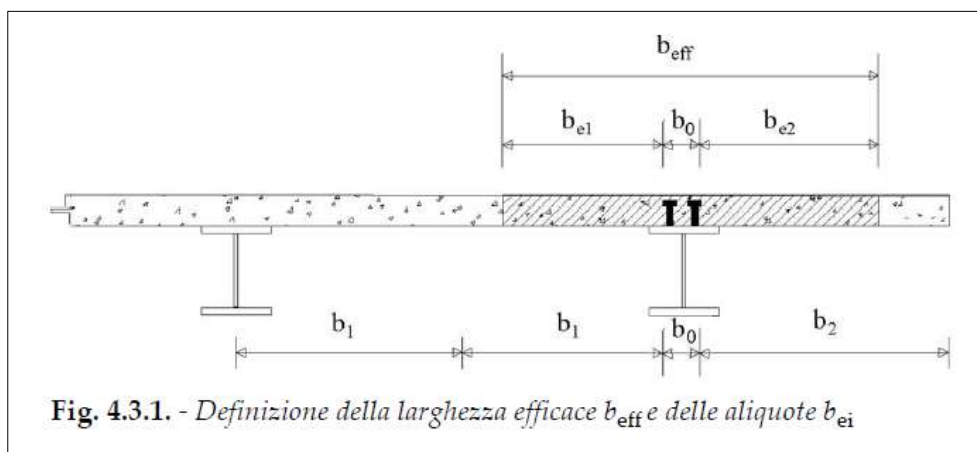


Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$  (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

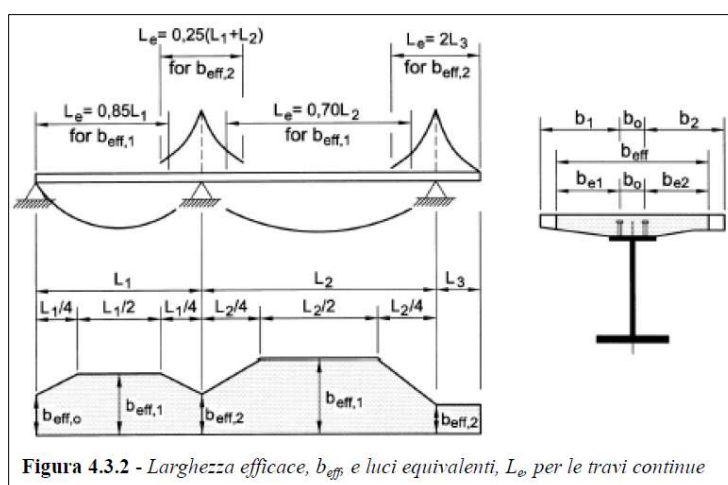


Figura 2-2. Larghezza efficace  $b_{eff}$  e luci equivalenti  $L_e$  per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

Per la trave intermedia lato Nord la larghezza efficace vale:

$b_0$	mm	400	Interasse tra i connettori
$L_e$	mm	21000	Lunghezza della trave
$b_1$	mm	925	Seminterasse destro
$b_2$	mm	925	Seminterasse sinistro
$b_{e1}$	mm	725	
$b_{e2}$	mm	725	
<b><math>b_{eff}</math></b>	<b>mm</b>	<b>1850</b>	<b>Larghezza efficace</b>

Per la trave intermedia lato Sud la larghezza efficace vale:

$b_0$	mm	400	Interasse tra i connettori
$L_e$	mm	21000	Lunghezza della trave
$b_1$	mm	1000	Seminterasse destro
$b_2$	mm	1000	Seminterasse sinistro
$b_{e1}$	mm	800	
$b_{e2}$	mm	800	
<b><math>b_{eff}</math></b>	<b>mm</b>	<b>2000</b>	<b>Larghezza efficace</b>

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

$b_0$	mm	400	Interasse tra i connettori
$L_e$	mm	21000	Lunghezza della trave
$b_1$	mm	600	Seminterasse destro medio
$b_2$	mm	925	Seminterasse sinistro
$b_{e1}$	mm	400	
$b_{e2}$	mm	725	
$\beta_1$	mm	1.00	
$\beta_2$	mm	1.00	
<b><math>b_{eff}</math></b>	<b>mm</b>	<b>1525</b>	<b>Larghezza efficace</b>

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

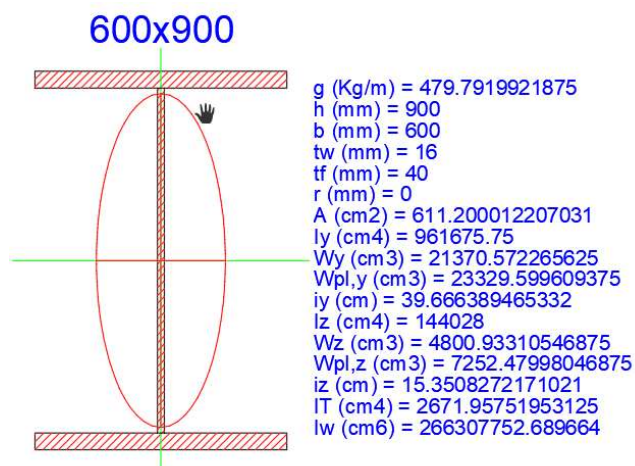
$b_0$	mm	400	Interasse tra i connettori
$L_e$	mm	21000	Lunghezza della trave
$b_1$	mm	700	Seminterasse destro medio
$b_2$	mm	1000	Seminterasse sinistro
$b_{e1}$	mm	500	
$b_{e2}$	mm	800	
$\beta_1$	mm	1.00	
$\beta_2$	mm	1.00	
<b><math>b_{eff}</math></b>	<b>mm</b>	<b>1700</b>	<b>Larghezza efficace</b>

## 2.1.6 Sezioni di verifica

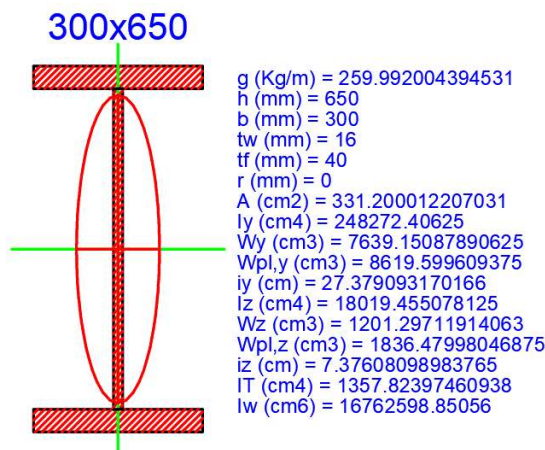
### 2.1.6.1 Proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche

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)	f <sub>y</sub> (N/mm2)	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 M <sub>z</sub> $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{820,0}{16 \times 0,81} = 62,99$				
	FLESSIONE M <sub>y</sub> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4		

Trave trasversale saldata simmetrica

300X650		Acciaio	S355 (Fe510)	f <sub>y</sub> (N/mm2)	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 M <sub>z</sub> $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{590,0}{16 \times 0,81} = 45,32$				
	FLESSIONE M <sub>y</sub> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4		

## 2.1.7 Metodologia di verifica

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

### 2.1.7.1 Metodo elastico

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

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

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

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto della durata e storia del carico che produce le tensioni. Infatti mentre nel calcestruzzo armato si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ( $n = 15.6$ ) che tiene 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:

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

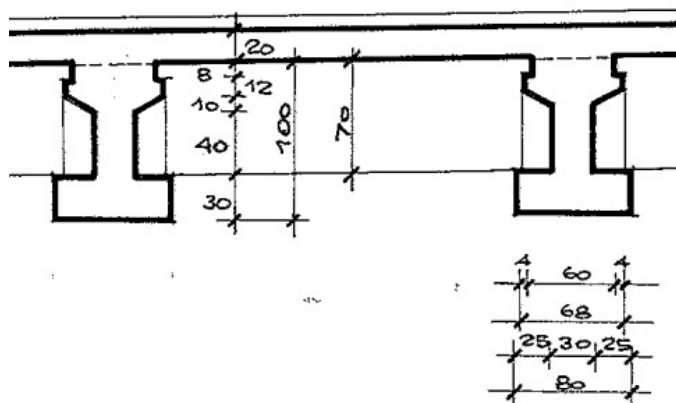
### 2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

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

i	mm	3000	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	23000	lunghezza campata
Le/8	mm	2670	
b1	mm	1050	semi interasse
b2	mm	1050	semi interasse
be1	mm	850	
be2	mm	850	
beff	mm	3000	Larghezza efficace

### 2.2.5 Sezioni di verifica

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



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

### 2.2.5.1 Procedura di verifica

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

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

## 2.3 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE

### 2.3.1 Descrizione generale

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

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

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

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

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

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

L'impalcato possiede la 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  $\beta_m$  può assumere valore unitario.

Per le opere di sostegno su fondazione diretta, invece, si può assumere un coefficiente  $\beta_m$  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  $\beta_m$  incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati.

La componente dinamica delle 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.

## 2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

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

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

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

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

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

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

## 2.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## 2.6 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2018.

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

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

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

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

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

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



I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 2-5. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018)

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

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

### 3 ANALISI DEI CARICHI

#### 3.1 PREMESSA

Di seguito si riportano in dettaglio i vari contributi di carico considerati nell'analisi strutturale.

Per quanto riguarda i carichi agenti direttamente sull'impalcato, si specifica puntualmente il valore in riferimento alla fase di analisi trattata e della porzione di impalcato ineteressata (impalcato originario, porzione di impalcato relativa al primo allargamento, porzione di impalcato di nuova realizzazione).

#### 3.2 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

##### 3.2.1 Carichi agenti sull'impalcato in fase 1

###### 3.2.1.1 *Peso proprio delle travi di impalcato*

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al loro peso specifico (vedi capitolo relativo alle “Caratteristiche dei materiali”). Il software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

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

Impalcato di nuova realizzazione

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	13.625
Trave di primo ampliamento	acciaio	kN/m	4.80
Trave di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	4.80
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	5.25
Traversi di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	2.15

###### 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/m<sup>3</sup>, 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 sicurvía. I carichi permanenti derivanti dall'installazione della barriera FOA, qualora presente, sono trattati in un capitolo specifico.

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

### 3.2.2.2 Cedimenti vincolari

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

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

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

essendo  $l_i$  la lunghezza della campata iesima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{2100}{10000} = 0.21 \text{ cm}$$

### 3.2.2.3 Reologia calcestruzzo

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

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

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

Ritiro [DM 2018]			
Es	Mpa	210000	Modulo elastico acciaio
fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
Ecm	Mpa	34077.15	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	2200	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mmq	550000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0.7	
εc0	‰	-0.255	deformazione da ritiro per essiccamento in ‰
εcd,∞	‰	-0.179	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento
ts	giorni	28	età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
βds(t-ts)		0.98	
εcd	‰	-0.17	deformazione per ritiro da essiccamento
εca,∞	‰	-0.0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
εca	‰	-0.0000625	deformazione per ritiro autogeno
εcs	‰	-0.17	deformazione totale per ritiro
n		15.6	coefficiente di omogenizzazione
e	mm	258	
Ned	kN	-1289.5	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
Med	kNm	-332.7	

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	2200	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
Ac	mmq	550000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t0,T	giorni	1	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
$\alpha$		1	con $\alpha=1$ $t=t_0,T$
t0		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$\beta(t_0)$		0.49	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
$\beta(f_{cm})$		2.56	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
$\phi_{RH}$		1.25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
$\phi_0$		1.56	coefficiente nominale di viscosità
$\beta_H$		1359.70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359.70	valore da considerare
$\beta_c(t-t_0)$		0.98	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
$\phi(t-t_0)$		1.53	coefficiente di viscosità
E28		35781	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
E(t)		14124.46	Modulo elastico ridotto

### 3.2.3 Carichi agenti sull'impalcato in fase 3

#### 3.2.3.1 Variazioni termiche

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

- **Variazioni termiche uniformi ( $\Delta t_N$ )**

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

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

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

avendo considerato  $a_s = 60$  m.

Fissando  $T_0$  a  $15.0^{\circ}\text{C}$ , dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

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

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

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

• **Variazioni termiche lineari ( $\Delta T_M$ ) – 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
	$\Delta T_{M,\text{heat}} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,\text{cool}} (^{\circ}\text{C})$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

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

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

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

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:

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	$^{\circ}\text{C}$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$1/^{\circ}\text{C}$	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	beff	mm	1850	1850
altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	462500	462500
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2835	-3312
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	365	365
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1035	-1209

• **Variazioni termiche lineari ( $\Delta T_M$ ) – impalcato esistente**

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

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

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

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

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

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	°C	15	-8
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	1/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000096
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	3,27
larghezza efficace soletta	beff	mm	2000	2000
altezza soletta	hc	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	400000	420000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2453	-1308
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	360	360
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	883	-471

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

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

In definitiva la pressione del vento vale:

- $p$ : 1.350,8 N/m<sup>2</sup>  $\approx$  1,50 kN/m<sup>2</sup>

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:  $h_T=0,90$ m e  $d = 2,20$ 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	7	12,00
Sud	2	5,00

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 <sup>2</sup> ]	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	12.00	13.30	19.95	6.35	126.69

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  $\mu$  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:

n <sub>trave</sub>	i	x <sub>i</sub> [m]	x <sub>i</sub> <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	M [kNm]	F <sub>i</sub> [kN]
1		17,77	315,77	126,69	1,20
2	2,00	15,77	248,69		1,06
3	2,00	13,77	189,61		0,93
4	2,00	11,77	138,53		0,79
5	2,00	9,77	95,45		0,66
6	2,00	7,77	60,37		0,52
7	2,06	5,71	32,60		0,38
8	2,48	3,23	10,43		0,22
9	3,00	0,23	0,05		0,02
10	3,00	-2,77	7,67		-0,19
11	3,00	-5,77	33,29		-0,39
12	3,00	-8,77	76,91		-0,59
13	3,00	-11,77	138,53		-0,79
14	3,00	-14,77	218,15		-0,99
15	3,00	-17,77	315,77		-1,20
			<b>1881,86</b>		

### 3.2.3.3 Azione variabili da traffico

#### • Carichi mobili

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

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

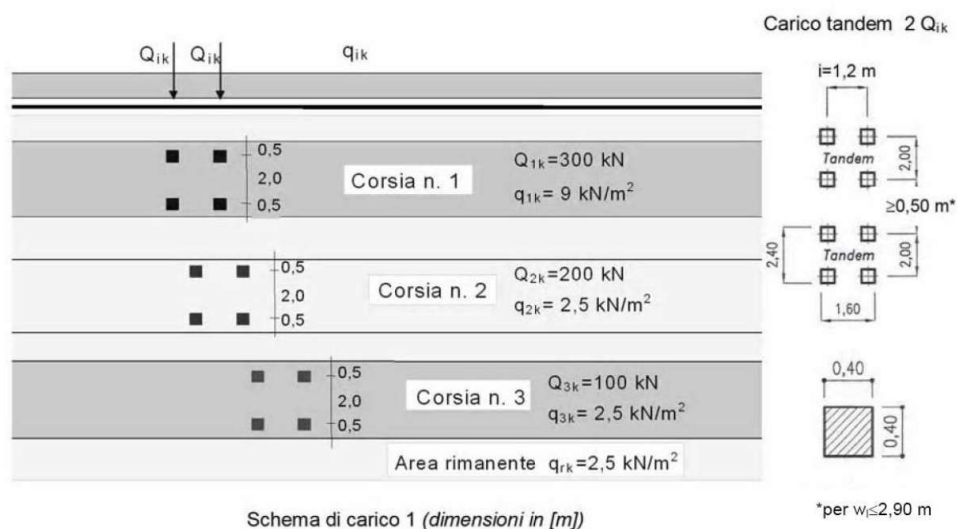


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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

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

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

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

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

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

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

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

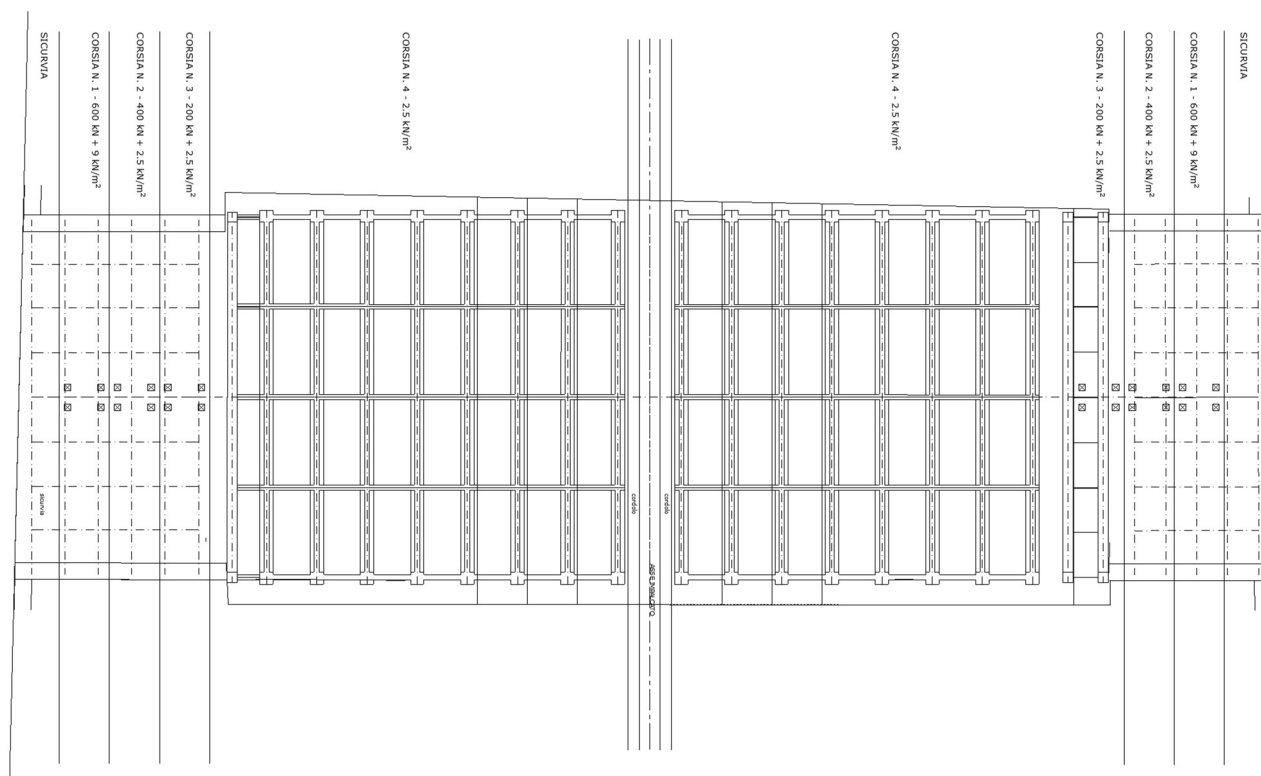


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto

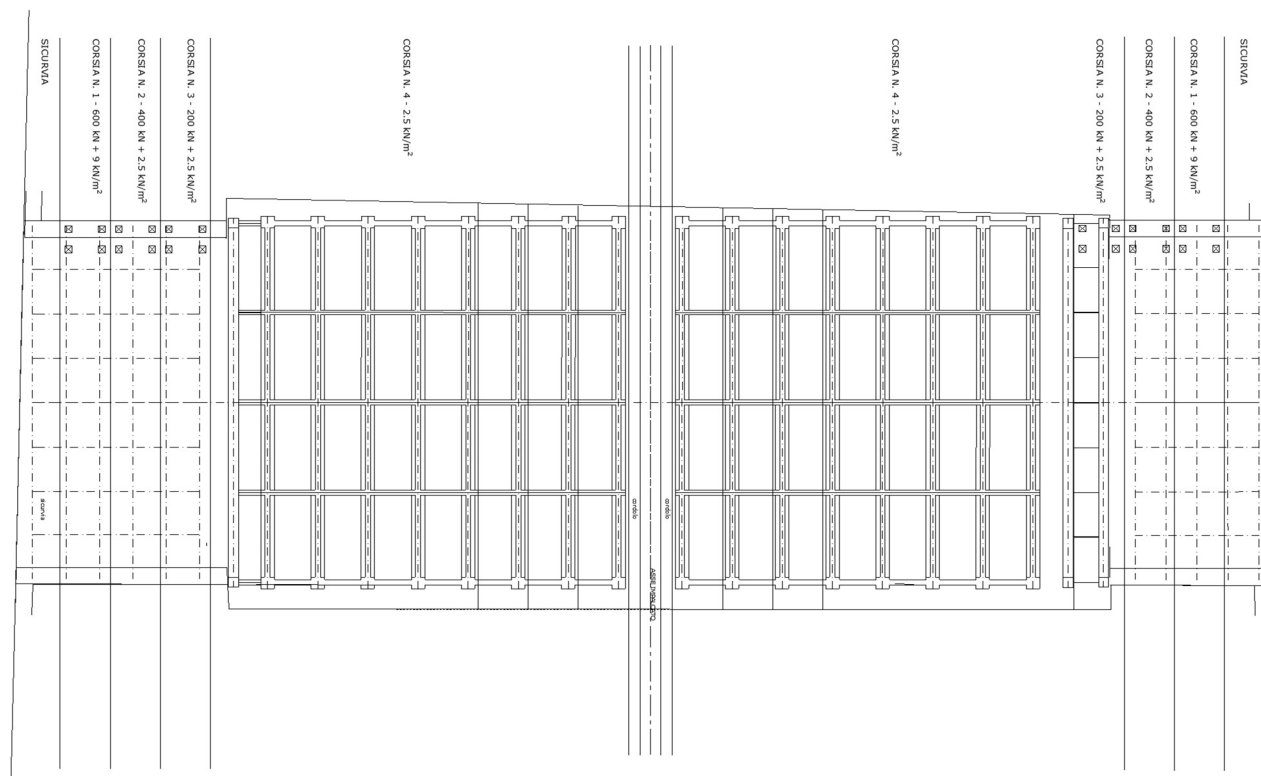


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massimo taglio impalcato di progetto

- Azioni di frenatura**

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

5.1.3.5	<b>AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: <math>q_3</math></b>
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	21,5
wl	m	3
q3	kN	418,05
n (travi su cui ripartire)	-	2
q3 su trave = $q_3/(n \cdot L)$	kN/m	9.72

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

- Azione centrifuga**

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

- Gruppi di carico**

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

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

	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

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

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

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

#### • Schema di carico per verifiche locali

Per le verifiche locali sugli elementi strutturali costituenti l'impalcato, si adotta lo “Schema di carico 2” previsto al punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018 (“Schema di carico 2”) e costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato nella figura seguente.

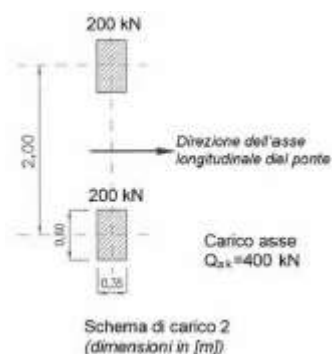


Figura 3-6. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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

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

#### • Veicolo FLM3 per carichi a fatica

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

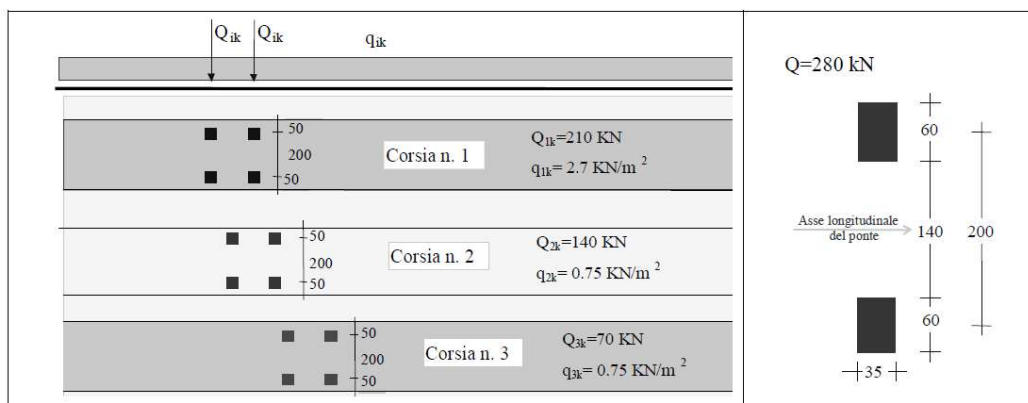


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

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

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



### 3.2.3.4 Urto di veicolo in svio

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

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

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

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

dove:

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

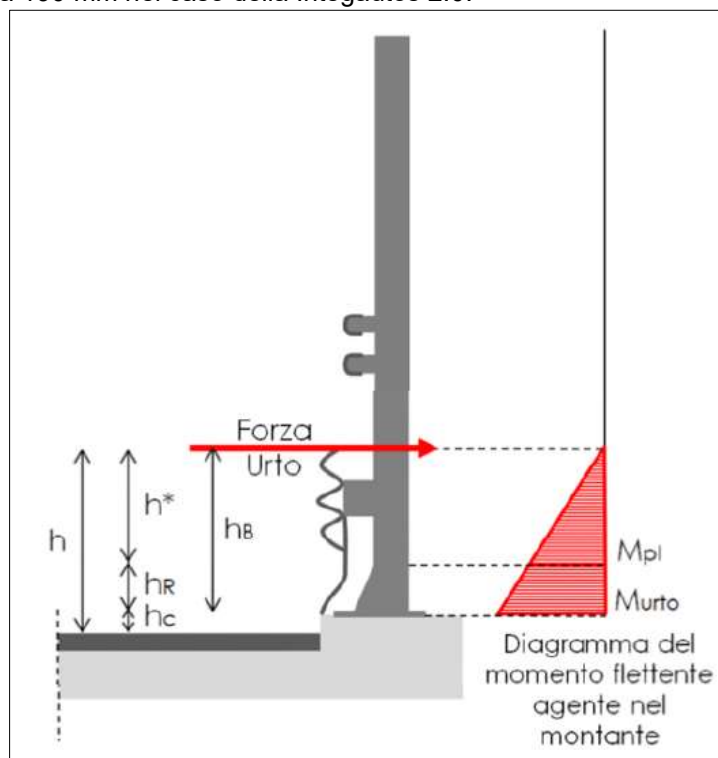


Figura 3-8. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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

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

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

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

### 3.2.3.5 Urto da traffico veicolare

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

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

dove:

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

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

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

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

### 3.2.3.6 Resistenze parassite dei vincoli

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

### 3.2.3.7 Azione sismica verticale

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

I parametri utilizzati per lo sviluppo dell'analisi sono riportati al cap.1.6 del presente elaborato.

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

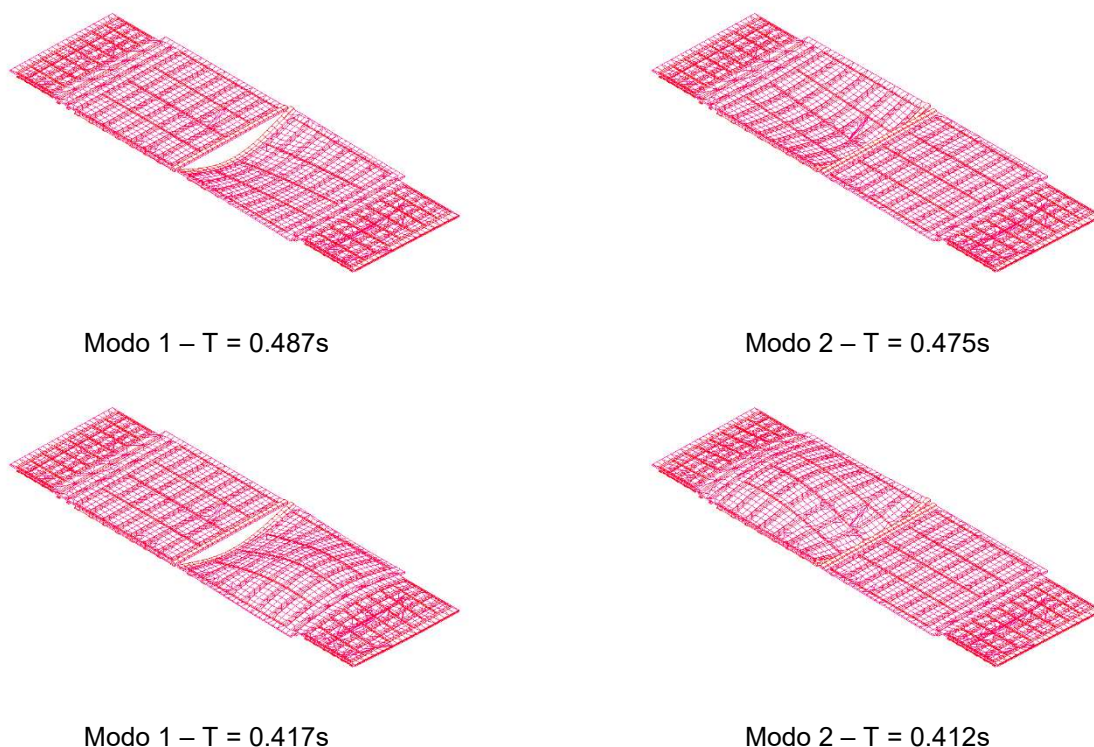


Figura 3-10. Deformate per modo di vibrare verticale

### 3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

#### 3.3.1 Carichi permanenti strutturali

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

#### 3.3.2 Carichi permanenti non strutturali

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

#### 3.3.3 Spinta del terreno

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

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

Come meglio descritto nella relazione geotecnica, le verifiche di sicurezza della fondazione, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.2.4 delle NTC2018. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo del presente elaborato, il valore dell'angolo d'attrito  $\phi'$  è da intendersi, dunque, come caratteristico.

#### 3.3.4 Sovraccarico accidentale

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

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

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

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

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

### 3.4 AZIONE SISMICA

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

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

La componente sismica verticale non è considerata non essendo presenti elementi sensibili a tale sollecitazione.

### 3.5 CARICHI SU BARRIERE FOA

Sul bordo dell'impalcato Nord è prevista una barriera FOA alta 6.50 m + 5.50 m che produce le seguenti sollecitazioni sul cordolo porta barriera:

FOA TIPO 6 - H=6.50+5.50m (sollecitazioni per montanti tratto di BORDO)	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		22,5				16,3
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		31,4				28,0
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-91,5	23,8				513,5
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	93,8	-30,7				-579,9
5: Neve		7,0				15,3
6: Pressione dinamica veicolare	35,7	-11,7				-220,9
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

FOA TIPO 6 - H=6.50+5.50m (sollecitazioni per montanti tratto CORRENTE)	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		19,9				15,5
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		31,3				27,9
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-52,2	13,6				292,6
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	53,0	-17,3				-326,8
5: Neve		7,0				15,3
6: Pressione dinamica veicolare	35,7	-11,7				-220,2
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

Sul bordo dell'impalcato Sud è prevista una barriera FOA alta 5.00 m che produce le seguenti sollecitazioni sul cordolo porta barriera:

FOA TIPO 2 - H=5.00m (sollecitazioni per montanti tratto di BORDO)	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
--	----	----	----	----	----	----

	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		3,4				0,1
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		16,8				4,2
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-41,5	1,4				106,4
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	38,4	-1,3				-98,5
5: Neve						
6: Pressione dinamica veicolare	16,4	-0,6				-42,0
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

FOA TIPO 2 - H=5.00m (sollecitazioni per montanti tratto CORRENTE)	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		3,0				0,1
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		16,8				4,2
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-23,6	0,8				60,4
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	21,8	-0,8				-55,8
5: Neve						
6: Pressione dinamica veicolare	16,4	-0,6				-42,0
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

## 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.

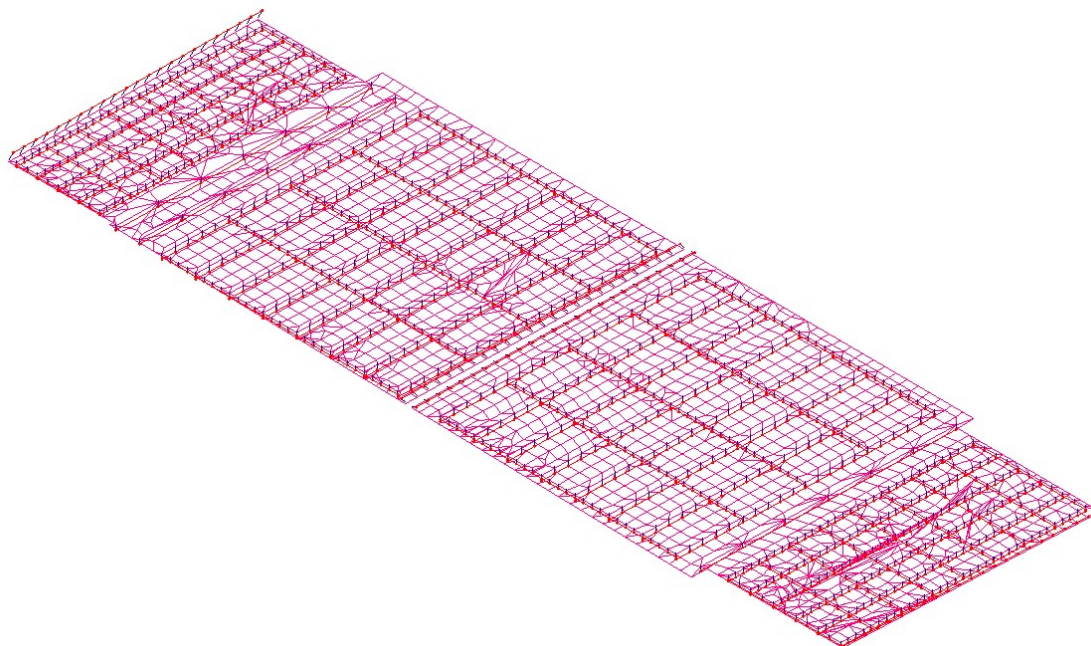


Figura 4-1. Modello FEM

##### 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	$\gamma_G$ o $\gamma_Q$
Peso strutturale	1.35
Peso non strutturale	0.00
FASE 2	
Azione	$\gamma_G$ o $\gamma_Q$
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

- **Verifica Fase 1 - SLU**

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

#### IMPALCATO NORD

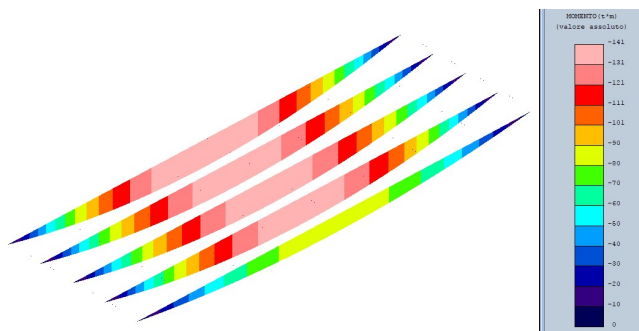


Figura 4-2. Involuppo Mx [tm]

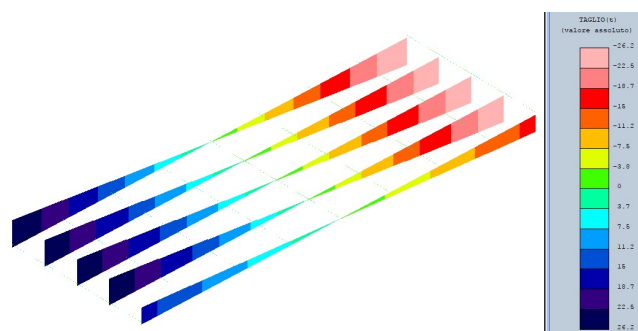


Figura 4-3. Involuppo Ty [t]

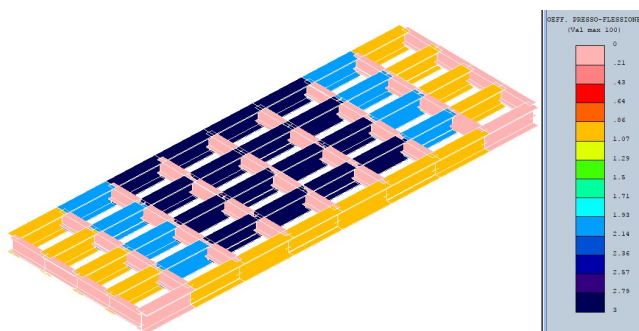


Figura 4-4. Tasso di sfruttamento per flessione

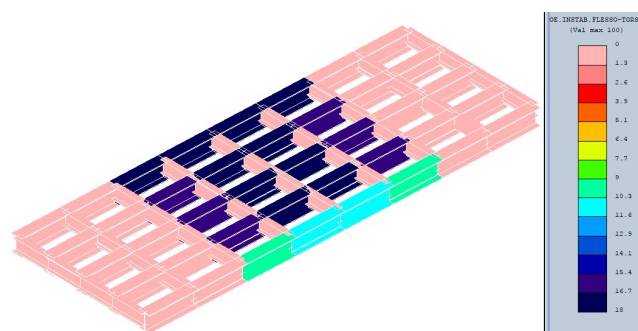


Figura 4-5. Tasso di sfruttamento per flessione-torsione

#### IMPALCATO SUD

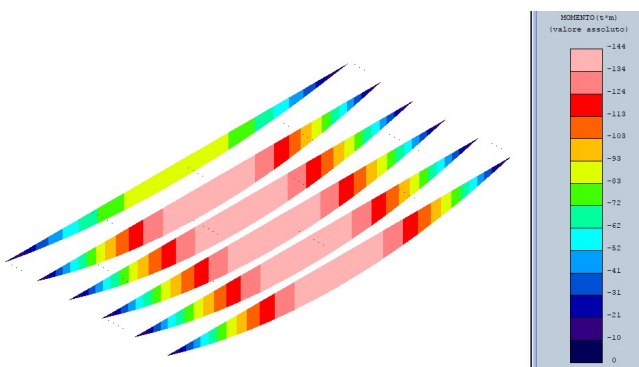


Figura 4-6. Involuppo Mx [tm]

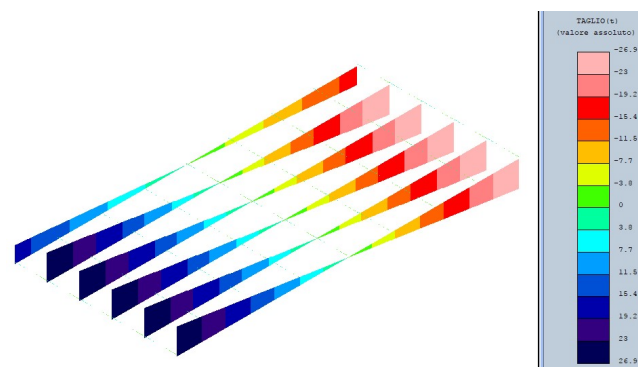


Figura 4-7. Involuppo Ty [t]

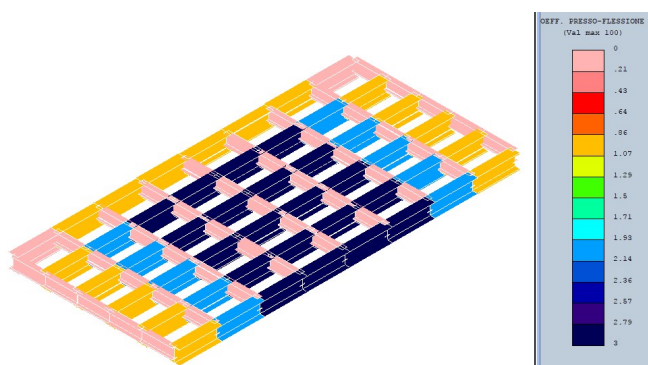


Figura 4-8. Tasso di sfruttamento per flessione

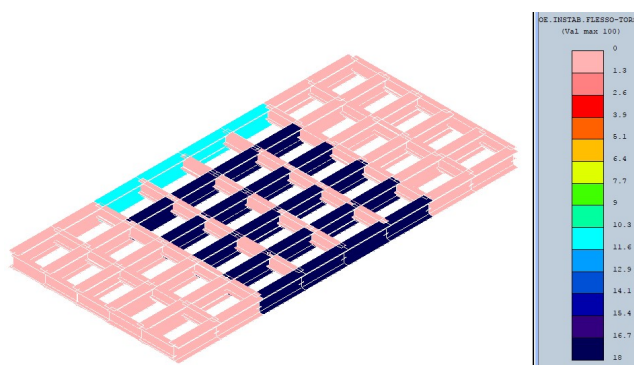


Figura 4-9. Tasso di sfruttamento per flesso-torsione

- **Verifica Fase 2 - SLU**

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

**IMPALCATO NORD**

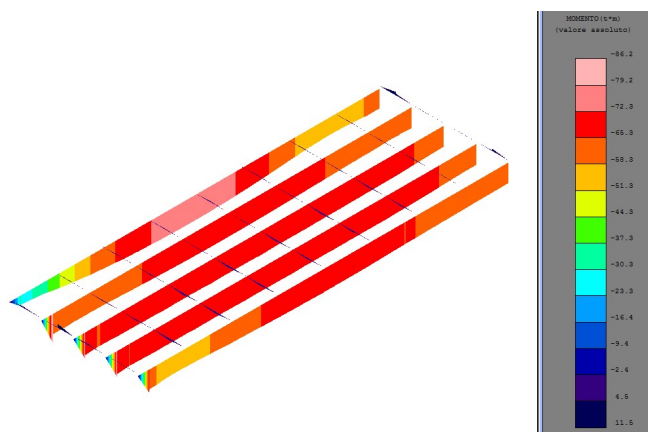


Figura 4-10. Inviluppo Mx [tm]

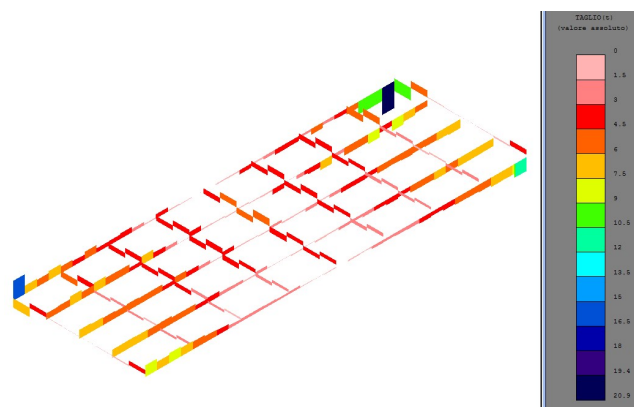


Figura 4-11. Inviluppo Ty [t]

**IMPALCATO SUD**

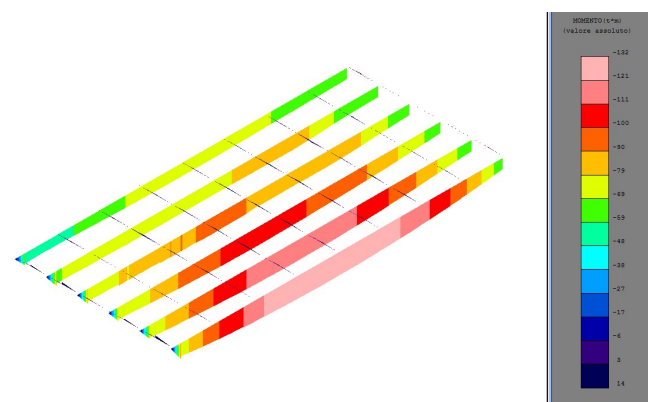


Figura 4-12. Inviluppo Mx [tm]

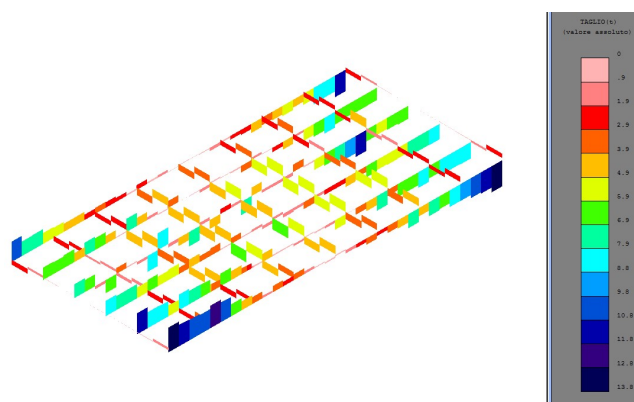


Figura 4-13. Inviluppo Ty [t]



- **Verifica Fase 3 - SLU**

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

**IMPALCATO NORD**

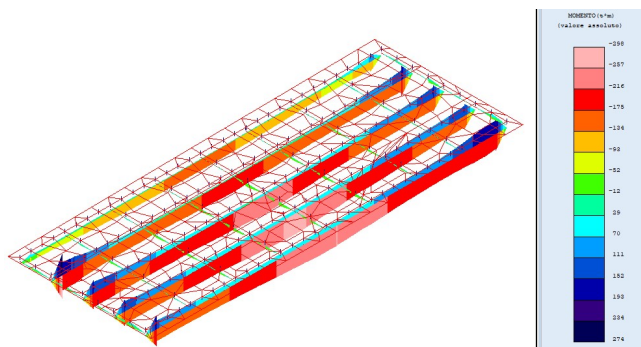


Figura 4-14. Involuppo  $M_x$  [tm]

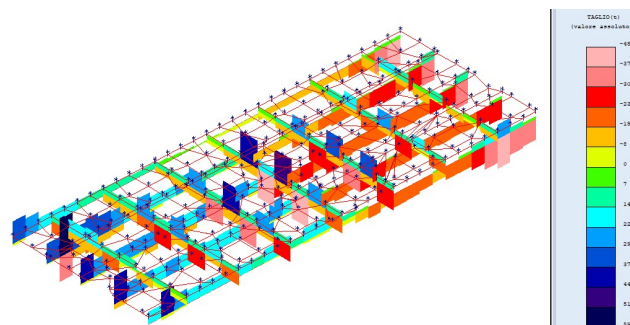


Figura 4-15. Involuppo  $T_y$  [t]

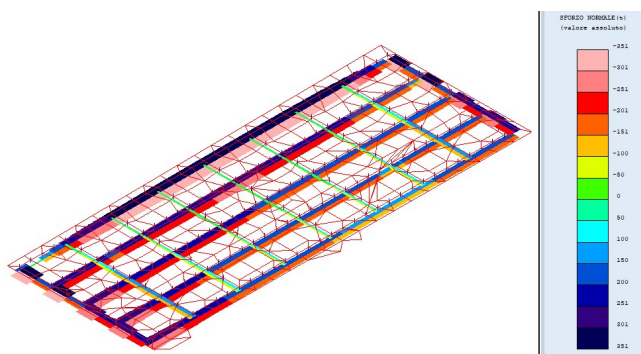


Figura 4-16. Involuppo  $N$  [t]

**IMPALCATO SUD**

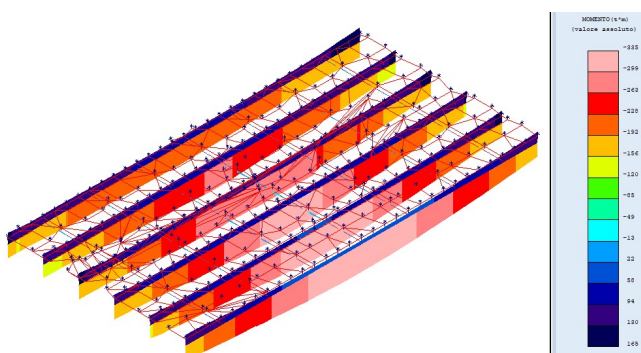


Figura 4-17. Involuppo  $M_x$  [tm]

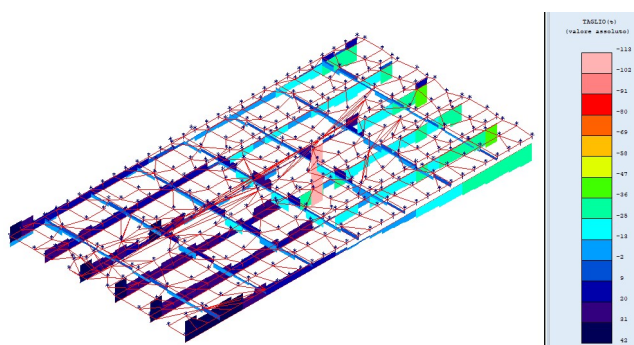


Figura 4-18. Involuppo  $T_y$  [t]

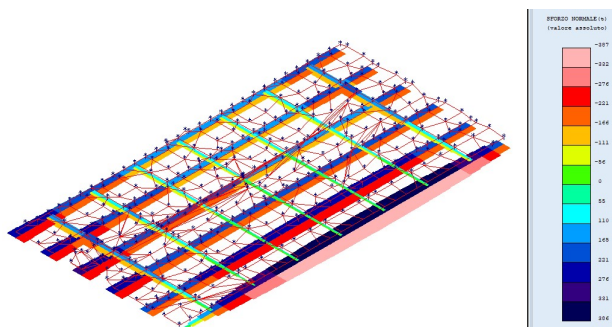
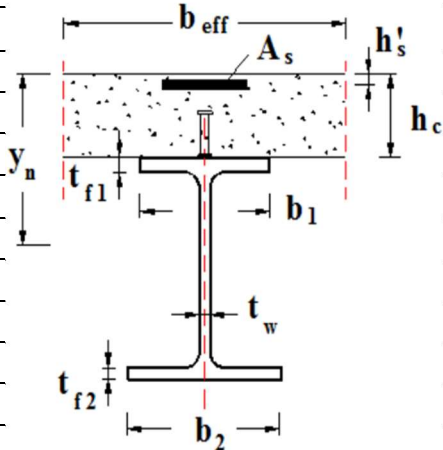


Figura 4-19. Involuppo  $N$  [t]

• **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	$\gamma_s$		1,15	$\gamma_{M0}$			1,05
$\gamma_c$		1,5	Es	Mpa	210000	$\gamma_{M1}$			1,05
Ec	Mpa	34077,146	f <sub>yk</sub>	Mpa	450	$\gamma_{M2}$			1,25
$\alpha_{cc}$		0,85	f <sub>yd</sub>	Mpa	391,3	Es	Mpa		210000
fck	Mpa	35				f <sub>yk</sub>	Mpa		355
fcm	Mpa	43				f <sub>ydw</sub>	Mpa		338,10
fcd	Mpa	19,83							
Caratteristiche geometriche sezione mista									
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta						
b1	mm	600	h <sub>c</sub>	mm	250				
b2	mm	600	b <sub>eff</sub>	mm	1850				
t <sub>f1</sub>	mm	40	h' <sub>s</sub>	mm	40				
t <sub>f2</sub>	mm	40	A <sub>s</sub>	mmq	2582				
h	mm	900							
t <sub>w</sub>	mm	16							
g	Kg/m	479,8							
A	cmq	611,2							
I <sub>y</sub>	cm4	961676							
I <sub>z</sub>	cm4	144028							
W <sub>pl,y</sub>	cm4	23330							

Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	1320	260	0
2	780	60	1550
3	3350	1140	3870
totale	5450	1460	5420

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale Pressoflessione		Tensione di calcolo
n	0	15.6	6.2			
y <sub>n</sub> [mm]	450	521	404			
A <sub>id</sub> [cm <sup>2</sup> ]	611.2	13.347	7.601			



lid [cm4]	284.924	1.613.220	2.042.082			
σc [MPa]	0	-2.78	-16.3	-19.08	<	-19.83
σs [MPa]	0	-24.46	-68.3	-92.76	<	391.3
σas [MPa]	-61.8	-14.26	-31.8	-107.86	<	338.1
σai [MPa]	61.8	29.24	125	216.04	<	338.1

#### Verifica a flessione e taglio

V<sub>Ed</sub>

kN 1460 taglio sollecitante di calcolo

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

#### 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	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48.82	rapporto limite anima non irrigidita
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$		48.62	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	15500	lunghezza della trave
k <sub>τ</sub>		5.35	
f <sub>yw</sub>	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σ <sub>E</sub>		72.34	
τ <sub>cr</sub>	MPa	387.09	
λ <sub>w</sub>		0.73	
γ <sub>M1</sub>		1.10	
χ <sub>w</sub>		1.20	
V <sub>ba,Rd</sub>	kN	2934	resistenza all'instabilità per taglio
V <sub>Ed</sub>	kN	1460	taglio sollecitante di calcolo

Non sono necessari irrigidimenti dell'anima.

#### Verifica a flessotorsione

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

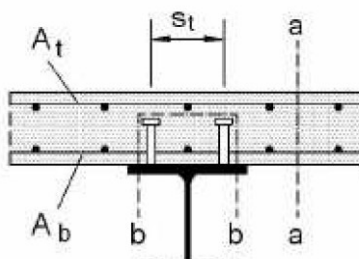
#### 4.1.2.2 Progetto connettori

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

Vc	kN	10397	Massima compressione soletta
Va	kN	20664	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	10397	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	21	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		95	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	225	passo connettori

#### Verifica armatura trasversale della soletta

La soletta è armata con rete 1φ18/15 cm, maggiore del valore minimo pari a  $0,002 \times A_c = 0,002 \times 250 \times 1000 = 500 \text{ mm}^2$ . Si verifica l'armatura ai sensi del § 4.3.4.3.5 delle NTC2008 per le due sezioni a-a e b-b.



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	960	sforzo di scorrimento longitudinale al metro
fck	Mpa	35	resistenza caratteristica calcestruzzo
fsyk	Mpa	450	resistenza caratteristica connettore
h		1	per calcestruzzi ordinari
yc		1,50	
ys		1,15	
hc	mm	250	altezza soletta
hp	mm	200	altezza piolo
n		2	numero file connettori
dp	mm	30	diametro testa piolo

Acv	mmq	250000	sezione a-a
Acv	mmq	860000	sezione b-b
$\tau_{rd}$	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

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	0	0	0
2	310	285	0
3	410	420	3180
totale	720	705	3180

Verifica membrane inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Verifica membrane inflesse e compresse			C4.2.4.1.3.3.1 metodo A
Ned	N	3180000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	720000000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0,00	Momento flettente sollecitante di calcolo
$\gamma_{M1}$		1,05	
A	mmq	33120	area della profilato
L	mm	2200	lunghezza libera di inflessione
fyk	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
Wy	mmc	7639000	modulo di resistenza elastico
Wz	mmc	1201000	modulo di resistenza elastico
Iy	mm4	2482720000	momento di inerzia
Iz	mm4	180190000	momento di inerzia
Ncr y	N	1063166837	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	77162158	Sforzo normale critico euleriano
$\lambda_y$		0,11	
$\lambda_z$		0,39	
$\alpha_{y-y}$		0,34	
$\alpha_{z-z}$		0,49	
$\phi_{y-y}$		0,49	
$\phi_{z-z}$		0,62	
$\chi_{y-y}$		1,0337	
$\chi_{z-z}$		0,9024	
$\chi_{min}$		0,9024	
Verifica		0,594	

Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	705	
Vrd	kN	1780	
Ved/Vrd		0,39	< 0,50 → non necessario calcolare resistenza a flessione ridotta

#### Verifica di instabilità dell'anima soggetta a taglio

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

d	mm	570	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		35.625	rapporto altezza/spessore
$\varepsilon$		0.81	
$\eta$		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48.82	rapporto limite anima non irrigidita

Non è necessaria verifica ad instabilità per taglio.

#### 4.1.2.4 Verifica a fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica, considerando una distribuzione temporale delle azioni coerente con la tipologia strutturale in esame e con il regime d'impegno previsto nel corso della vita nominale. La distribuzione temporale delle ampiezze delle azioni nel corso della vita della struttura è assegnata mediante il cosiddetto *spettro di carico*, che fornisce il numero di ripetizioni di ciascun livello delle azioni di progetto in un intervallo di tempo di riferimento, in funzione della destinazione d'uso della struttura e dell'intensità dell'utilizzazione.

Gli spettri di carico da impiegare per le verifiche a fatica dei ponti stradali e ferroviari sono assegnati nel §5.1.4.3 delle NTC.

Nelle verifiche si impiegheranno i delta di tensione di calcolo  $\Delta\sigma_{i,d}$  ricavati moltiplicando i delta di tensione dello spettro  $\Delta\sigma_i$  per il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica  $\gamma_{Mf}$ , definito nel seguito

$$\Delta\sigma_{i,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i$$

e la curva caratteristica S-N di resistenza a fatica del dettaglio, individuata mediante la classe  $\Delta\sigma_C$ , anch'essa definita nel seguito.

Tabella C4.2.XII – Coefficienti parziali  $\gamma_{Mf}$  per verifiche a fatica

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogarithmico  $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$  o  $\log(\Delta\tau)$ - $\log(N)$ , essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è

individuata mediante la classe di resistenza a fatica  $\Delta\sigma_c$  o  $\Delta\tau_c$ , che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per  $N=2 \times 10^6$  cicli.

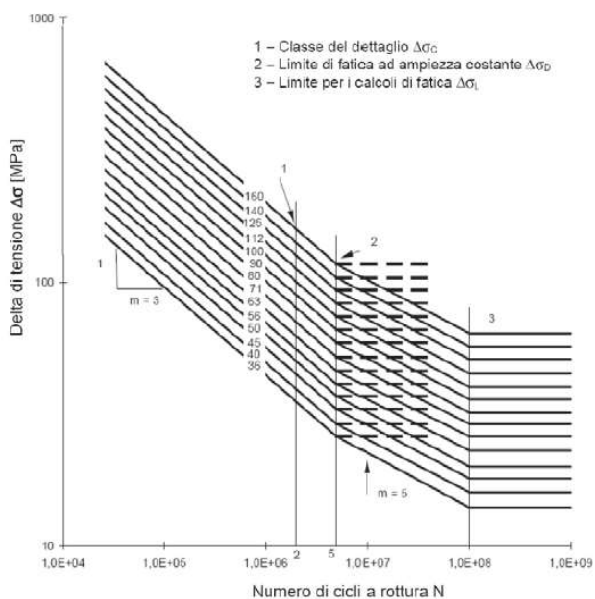


Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali

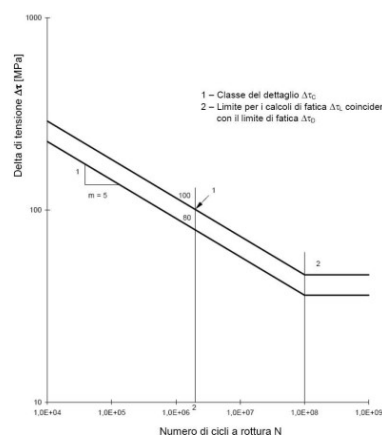


Figura C4.2.23 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali

Per ogni elemento verificato si ricava il valore di delta di tensione come differenza tra il massimo sforzo  $\sigma_{pmax}$ , valutato allo slu per azioni permanenti, variabili e da traffico, e il minimo sforzo  $\sigma_{pmin}$ , valutato allo slu per azioni permanenti, con  $\gamma_{MF} = 1.35$ .

Elemento	Classe di dettaglio	Med,max [kNm]	$\sigma_{pmax}$ [MPa]	Med,min [kNm]	$\sigma_{pmin}$ [MPa]	$\Delta\sigma_e$ [MPa]	$\gamma_{MF} \Delta\sigma_e$ [MPa]	$\Delta\sigma_c$ [MPa]
Piattabanda superiore trave	160	3570	-26.9	1820	-13.7	-13.2	-17.8	160
Piattabanda inferiore trave	160		130		66.5	63.5	85.7	160

Elemento	Classe di dettaglio	$V_{max}$ [kN]	$\tau_{max}$ [MPa]	$V_{min}$ [kN]	$\tau_{min}$ [MPa]	$\Delta\tau$ [MPa]	$\gamma_{MF} \Delta\tau$ [MPa]	$\Delta\tau_c$ [MPa]
Anima trave	100	630	48.0	290	22.1	25.9	34.9	100
Pioli Nelson	-	3163	43.8	1613	22.3	21.5	28.9	90

Nel caso dei pioli Nelson le azioni  $V_{max}$  e  $V_{min}$  sono da intendersi quali forze di scorrimento.

#### 4.1.2.5 Unione di continuità trave principale

L'unione di continuità della trave principale viene calcolato per resistere al momento resistente ( $M_{Rd}$ ) e al taglio resistente ( $V_{Rd}$ ) della trave stessa, calcolati come segue:

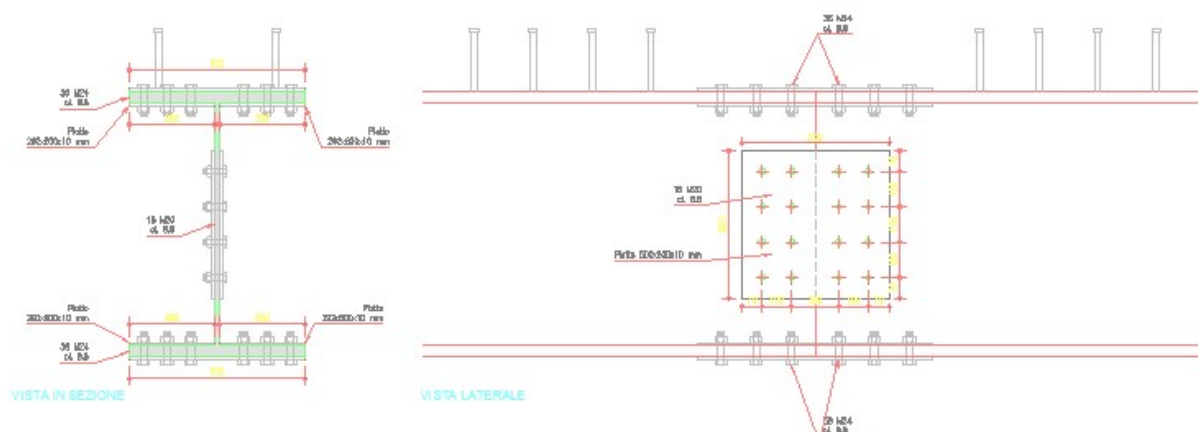
$$M_{Rd} = f_{yd} \times W_y = \frac{355}{1,05} \times \frac{21371}{10^3} = 7225 \text{ Nmm} = 7225 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_{yd} \times A_v}{\sqrt{3}} = \frac{355}{1,05} \times \frac{820 \times 16}{\sqrt{3}} = 2561015 \text{ N} \cong 2561 \text{ kN}$$

essendo  $W_y$  il modulo di resistenza elastico e  $A_v$  l'area resistente a taglio, calcolata come previsto al § 4.2.4.1.2.4 delle NTC2018, approssimata all'area dell'anima.

A vantaggio di sicurezza, il momento sollecitante è affidato ai soli bulloni disposti sulle piattabande superiore e inferiore, mentre il taglio è affidato ai soli bulloni disposti nell'anima.

Si verifica inoltre la piattabanda a trazione in corrispondenza della fila di bulloni prossima all'estremità della trave collegata.



#### Dimensionamento per flessione

Momento resistente	kNm	7225
Altezza profilo	mm	900
Forza su bulloni d'ala	kN	8028
Bulloni M24 cl. 8.8		
Resistenza a taglio per p.t.	kN	135,6
Resistenza a rifollamento	kN	244,8
numero piani di taglio		2
Resistenza bullone	kN	244,8
Numero minimo bulloni ala		33

Si prevedono n. 36 bulloni disposti sull'ala

#### Verifica a trazione piattabanda

Diametro foro bullone	mm	26
Numero bulloni fila		6
Spessore piatto	mm	15
Larghezza piatto	mm	600
Area netta	mm <sup>2</sup>	6660



Area lorda	mm <sup>2</sup>	9000
Resistenza a trazione, ftk	MPa	1501
Resistenza plastica della sezione lorda (formula 4.2.6 delle NTC2018)	kN	3042
Resistenza a rottura della sezione netta (formula 4.2.7 delle NTC2018)	kN	2445
Resistenza della sezione indebolita dai fori, Ntrd	kN	2445
Forza su singolo bullone	kN	223
Forza su bulloni per 3 file (18 bulloni)	kN	4014
Forza su singolo piatto, Np	kN	2007
Np < Ntrd		VERO

---

*Dimensionamento per taglio*

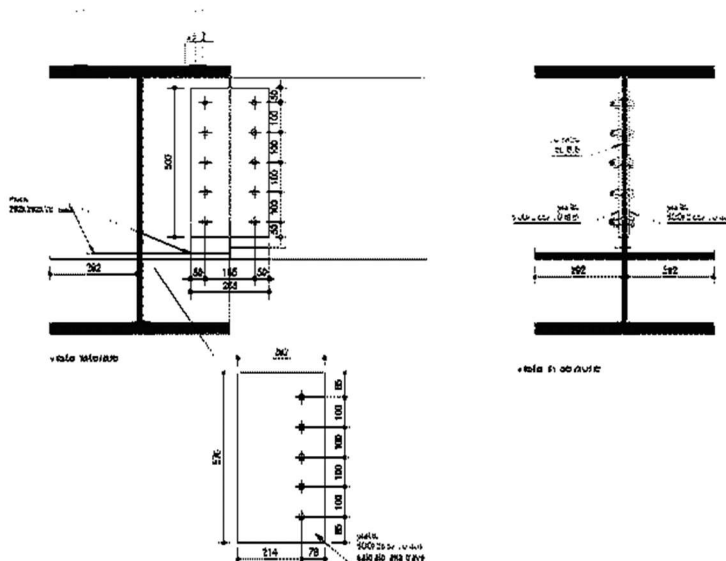
---

Taglio resistente	kN	2561
Bulloni M20 cl. 8.8		
Resistenza a taglio per p.t.	kN	94,08
Resistenza a rifollamento	kN	204
numero piani di taglio		2
Resistenza bullone	kN	188,2
numero minimo bulloni anima		14
Si prevedono n. 16 bulloni disposti sull'anima		

Spessore piatto	mm	10
Altezza piatto	mm	500
Area lorda	mm <sup>2</sup>	5000
Resistenza sezione piatto	kN	1690
Taglio su singolo piatto (n = 2)	kN	1281

#### 4.1.2.6 Unione trave secondaria con trave principale

Viene dimensionata l'unione della trave secondaria (trasverso) con la trave principale:



Taglio sollecitante, Ved	kN	705
Eccentricità asse-baricentro bulloni	mm	300
Momento parassita	kNmm	211.500
Forza su bullone per momento	kN	171
Forza su bullone per taglio	kN	70.5
Forza risultante sul bullone, Fb	kN	185
Diametro bulloni	mm	20
Classe bulloni		8.8
Spessore piatto	mm	10
Altezza piatto	mm	500
Resistenza a taglio per p.t.	kN	94,08
Resistenza a rifollamento	kN	154,5
numero piani di taglio		2
Resistenza bullone, Fvrd	kN	188,1
Fvrd > Fb		VERO
Area netta piatto	mm <sup>2</sup>	3900
Tensione di snervamento	MPa	355
Taglio resistente piatto	kN	766
Vrd > Ved		VERO

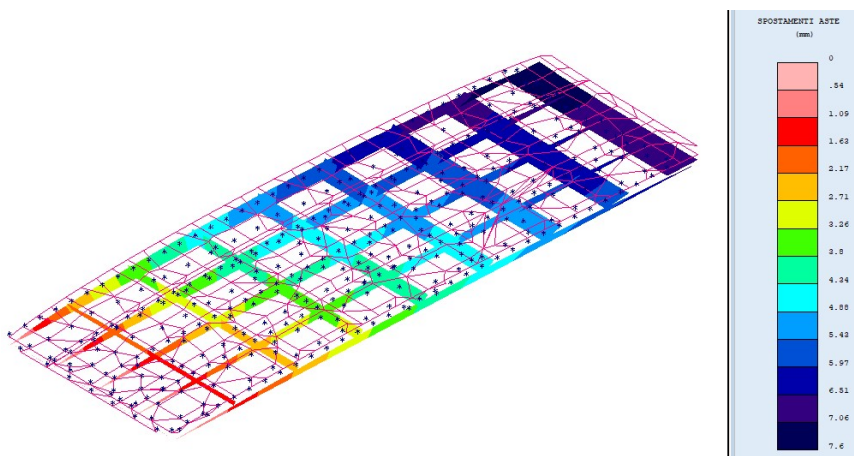
#### 4.1.2.7 Appoggi e giunti

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

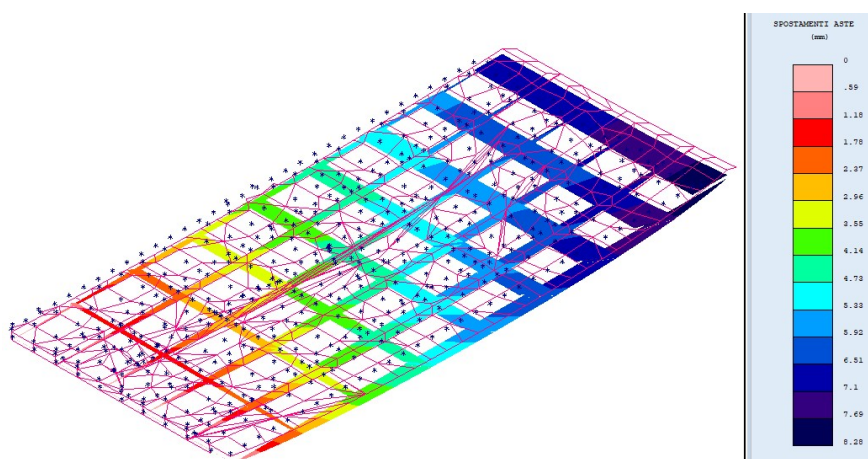
Spostamento orizzontale per deformazioni termiche		
$\alpha$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	0.000012
$\Delta T$	$^{\circ}\text{C}$	30
$L$	mm	21300
$\Delta L$	mm	$\pm 7.67$

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

##### IMPALCATO NORD



##### IMPALCATO SUD



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

Azione verticale	1500 kN
Azione longitudinale	320 kN
Azione trasversale	320 kN

#### 4.1.2.8 Ritegni sismici

##### Ritegni longitudinali

I ritegni sismici longitudinali lavorano a contrasto su baggioli con interposto cuscinetto in neoprene armato di diametro 150 mm. Il ritegno previsto è costituito da una mensola metallica in acciaio collegata alla piattabanda inferiore della trave metallica per mezzo di n. 6 bulloni M27; tra il ritegno ed il baggiolo è interposto un cuscinetto in neoprene di spessore 52 mm.

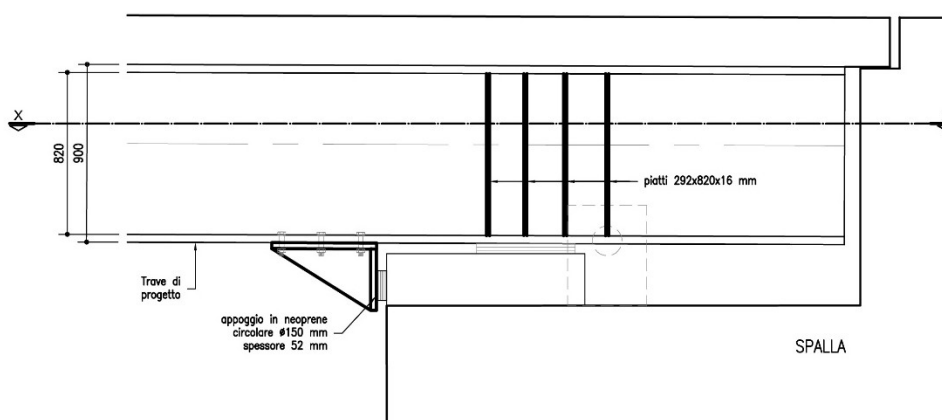
L'azione tagliante cui è sottoposto il ritegno longitudinale è calcolata come:

$$F_{long} = M_{imp} \times \frac{a_g}{g} \times S \times \frac{1}{n_{travi}}$$

Massa impalcato	$M_{imp}$	t	2450
$A_g/g$	-		0.212
S	-		1.620
$n_{travi}$	-		30
$F_{long}$	t		28.1
$F_{long}$	kN		281

La massa dell'impalcato è ricavata dal modello di calcolo in fase 3 sismica.

Si verifica il collegamento bullonato:

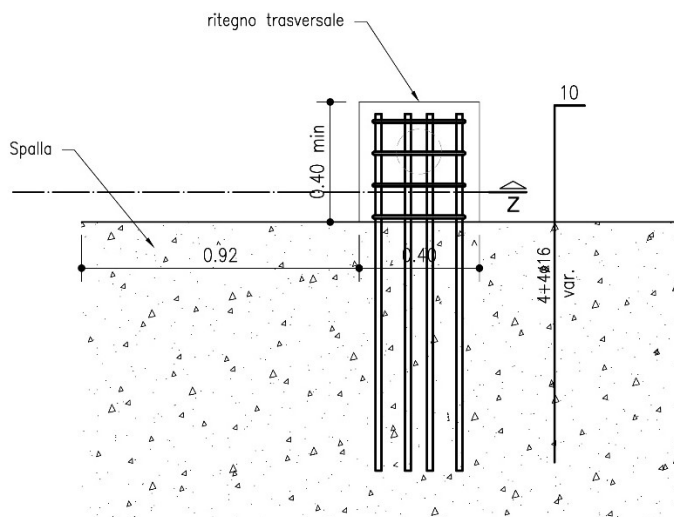


Taglio sollecitante, Ved	kN	281
Eccentricità asse-baricentro bulloni	mm	250
Momento parassita	kNmm	70.250
Forza su bullone per momento, Fb	kN	88
Forza su bullone per taglio, Vb	kN	47
Diametro bulloni	mm	27
Classe bulloni		8.8
Spessore piatto	mm	30
Altezza piatto	mm	500
Resistenza a taglio per p.t.	kN	176,3
Resistenza a rifollamento	kN	459
numero piani di taglio		1
Resistenza bullone, Fvrd	kN	176,3

Fvrd > Vb		VERO
Resistenza a trazione, Ftrd	kN	264,4
Ftrd > Fb		VERO
Verifica combinata taglio-trazione		0,571

### Ritegni trasversali

I ritegni sismici trasversali sono realizzati con baggioli in c.a. solidali con la spalla.



L'azione tagliante cui è sottoposto il ritegno longitudinale è calcolata come:

$$F_{trav} = M_{imp} \times \frac{a_g}{g} \times S / (n_{lati} \times n_{rit})$$

Massa impalcato, M <sub>imp</sub>	t	2.450
Ag/g	-	0.212
S	-	1.620
n° lati considerati, n <sub>lat</sub>		2
n° ritegni per lato, n <sub>rit</sub>		30
F <sub>trav</sub>	t	14
F <sub>trav</sub>	kN	140

Si verifica il baggiolo come elemento tozzo:

- Larghezza mensola b = 400,00mm
- Altezza mensola h = 400,00mm
- Copriferro barre superiori csup = 40,00mm
- Diametro staffe Φ = 8mm
- Area barre superiori Asup = 1.017,88mm<sup>2</sup>
- Staffe: n° 3 x ø8 2braccia
- Distanza punto applicazione forze a = 370,00mm
- Carico orizzontale Hd = 0,00kN
- Carico verticale Vd = 140,00kN
- Resistenza lato acciaio PRs = 286,52kN
- Resistenza lato cls PRc = 571,36kN

#### 4.1.2.9 Verifica di deformabilità

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

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

##### IMPALCATO NORD

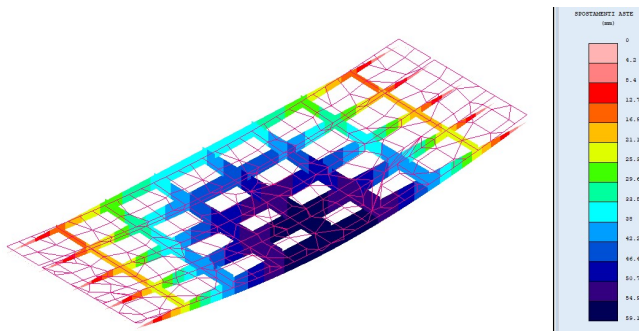


Figura 4-20. Deformazione totale  $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$

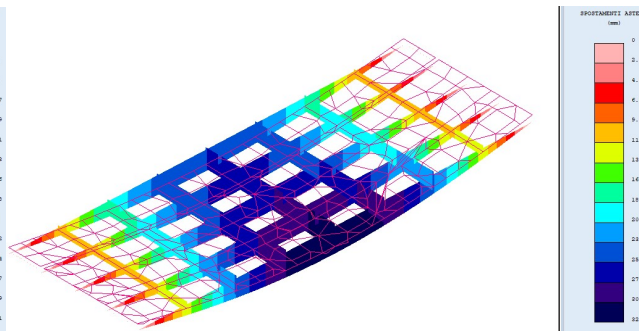


Figura 4-21. Deformazione  $\delta_2$

Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	59.1	
Deformazione $\delta_2$	mm	32.4	$< L/300 = 71.1 \text{ mm}$
Contromonta $\delta_c$	mm	10.0	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	81.5	$< L/250 = 85.4 \text{ mm}$

##### IMPALCATO SUD

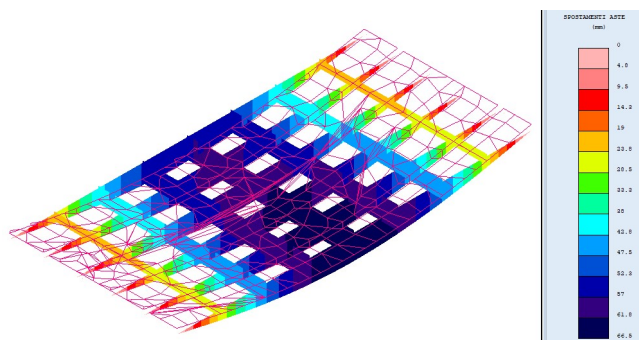


Figura 4-22. Deformazione totale  $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$

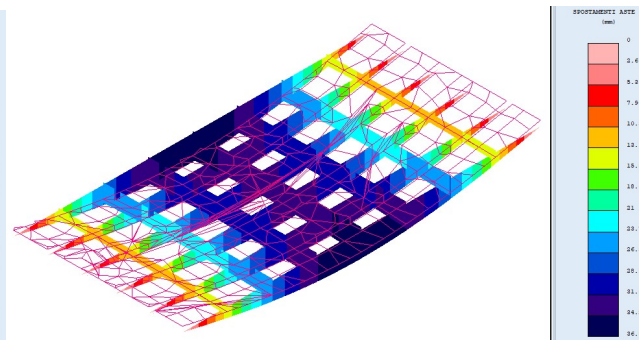


Figura 4-23. Deformazione  $\delta_2$

Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	66.5	
Deformazione $\delta_2$	mm	36.8	$< L/300 = 71.1 \text{ mm}$
Contromonta $\delta_c$	mm	20.0	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	83.3	$< L/250 = 85.4 \text{ mm}$

Si prevede, per entrambi gli impalcato, una contromonta di 20 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.

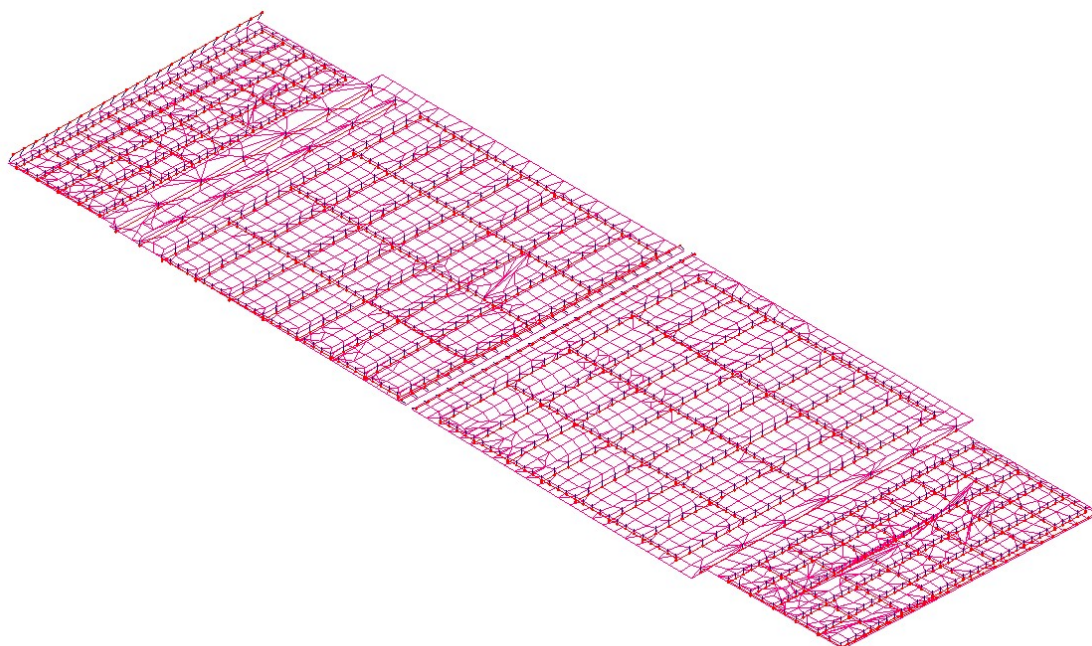


Figura 4-24. Modello di calcolo FEM

#### 4.2.1.2 Analisi del modello

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

## 4.2.2 Verifiche

### 4.2.2.1 Verifica travi impalcato anni '60

- Sollecitazioni di calcolo**

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

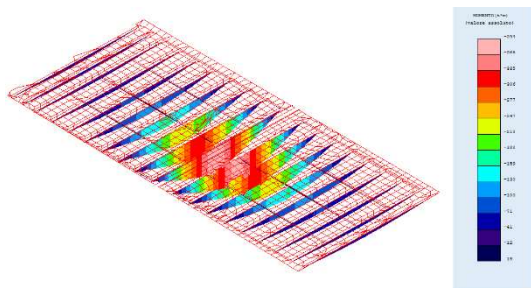


Figura 4-25. Involuppo Mx [tm]

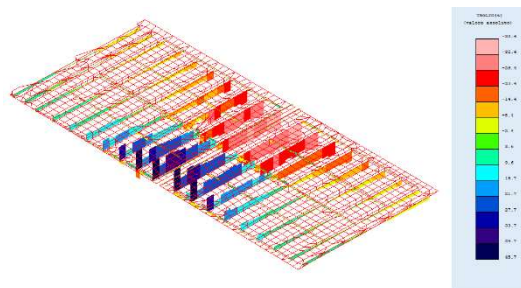


Figura 4-26. Involuppo Ty [t]

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

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

Classe di armatura		2
$\sigma_{pi}$	Mpa	1100
$\rho_{1000}$		2,5
$f_{pk}$	MPa	1400
$\mu$		0,79
$t$	h	525600
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$		5,7%
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	78.42

**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)

Tab. 11.2.Va – Valori di  $\varepsilon_{c0}$

$f_{ck}$	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

Tab. 11.2.Vb – Valori di  $k_h$

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,00
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

$A_c =$	5250	cmq	area trave
$u =$	300	cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	50	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	0,7		
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\varepsilon_{c0} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{cd,inf} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.
$f_{ck}$	31,36	MPa	
$\varepsilon_{ca,inf}$	0,000058		deformazione da ritiro autogeno
$\varepsilon_{cs}$	0,000298		deformazione totale da ritiro
$E_p =$	205000	MPa	modulo elastico trefoli
$\Delta\sigma_p =$	61,09	MPa	caduta di tensione per ritiro

### Caduta di tensione per fenomeni viscosi (NTC2018 §11.2.10.7)

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

$t_0$	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
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
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

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

$t_0$	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
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
$\geq 60$ giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

$A_c =$	5250	cmq	area trave
$u =$	300	cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	35	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$UR =$	75	%	
$t_0 =$	30	giorni	
$\phi$ (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	78,42	MPa
Def. elastica	13,39	MPa
Ritiro	61,09	MPa
Viscosità	99,36	MPa
<b>Cadute totali</b>	<b>252,26</b>	<b>MPa</b>

Rapporto cadute/tiro iniziale 22.93%

#### • Verifica della trave in c.a.p.

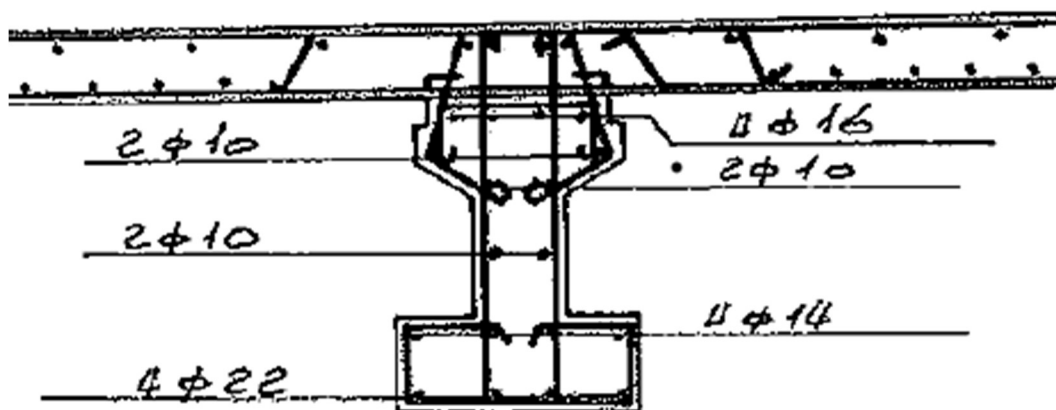
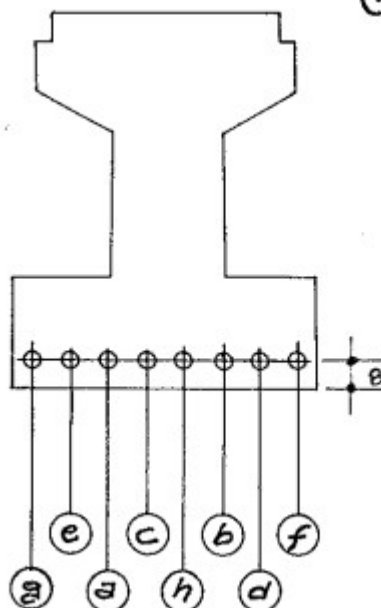
#### Verifica a Flessione

Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata.

Il momento massimo è:  $M_{Ed} = 5420 \text{ kNm}$ .

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzera dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 8 cavi costituiti da  $12\phi 7$  e  $18\phi 7$  mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da  $4\phi 22$ .

SEZIONE IN MEZZERA  
(1:20)



**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° Vertici**  **Zoom** **N° barre**  **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	15.21	0	4
2	6.16	0	24

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

**N**   kN  
**M**   kNm  
**M**

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  332 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  31.36  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.66 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

**M**  kNm  
 $\sigma_c$  -31.36 N/mm²  
 $\sigma_s$  332 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  41.43 ‰  
 $d$  116 cm  
 $x$  9.037  $x/d$  0.07791  
 $\delta$  0.7

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☒ Coord.

**Armatura Precompressione**  
**N° cavi**  **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{sp}$ [MPa]
1	50.77	0	8	848

**Tipo cavo**   
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  
 $f_{yd}$  1,220 N/mm²  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  6.1 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  1400 N/mm²

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$   cm **Col. modello**

$\sigma_{sp}$   N/mm²  
 $\epsilon_{sp}$   ‰ compressa prefef.

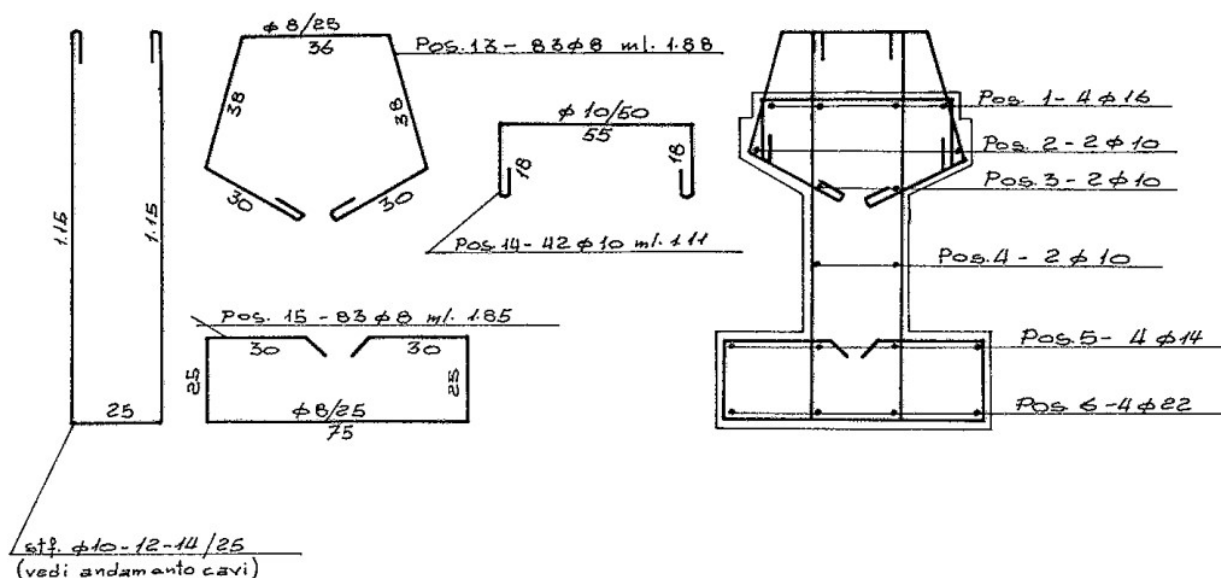
☒ Precompresso

Il momento resistente è pari a  $M_{rd}=7458$  kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

### Verifica a taglio

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

### ARMATURA TRAVE 1:50





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

#### DATI SEZIONE

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

#### DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
41.63	259.99

#### DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm <sup>2</sup> ]	n	$\alpha$ [°]	s [cm]
3.08	2	90	25
cot $\theta$ [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]	
2,5	224.3	82,8	→ Vrd [t] 82.8

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 828 kN, superiore al taglio di calcolo pari a VEd=457 kN. La verifica è soddisfatta.

## 5 ANALISI SPALLE

### 5.1 DESCRIZIONE GENERALE

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

Le spalle presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale. A fronte di quanto appena esposto, si conducono le verifiche solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale e per metro di lunghezza.

### 5.2 SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

L’opera in progetto presenta:

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

Per l’ampliamento 2, si è scelto di analizzare la Spalla Direzione Bologna Carreggiata Sud, caratterizzata dal maggior sviluppo del paramento.

## 5.2.1 Geometria di verifica

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

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD		FONDAZIONE		INDIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA		CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		12.33	[m]	Larghezza zattera	
L2		12.77	[m]	Larghezza paramento	
L3		1.18	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.81	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.10	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.50	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.30	[m]	Spessore paramento	
b3		1.30	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.71	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>		7.35	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		3.62	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		1.10	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.63	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.34	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>za v_M</sub>		3.62	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>za v_V</sub>		0.37	[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 <sub>tot</sub>		75.97	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B <sub>imp</sub>		12.97	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L <sub>imp</sub>		21.60	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n <sub>T</sub>		6.00		Numero travi principali	
i <sub>T</sub>		2.00	[m]	Interasse travi principali	
A <sub>T</sub>		0.06	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale	
L <sub>tr</sub>		10.00	[m]	Lunghezza traversi	
n <sub>tr</sub>		9.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A <sub>tr</sub>		0.03	[m <sup>2</sup> ]	sezione traverso	
H <sub>sol</sub>		0.25	[m]	spessore soletta in c.a.	
H <sub>pav</sub>		0.11	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi	
H <sub>cord_sic</sub>		0.17	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B <sub>cord_sic</sub>		1.60	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H <sub>cord_FOA</sub>		0.17	[m]	altezza cordolo FOA	
B <sub>cord_FOA</sub>		1.60	[m]	larghezza cordolo FOA	
H <sub>FOA</sub>		5.00	[m]	altezza FOA	
sb <sub>FOA</sub>		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

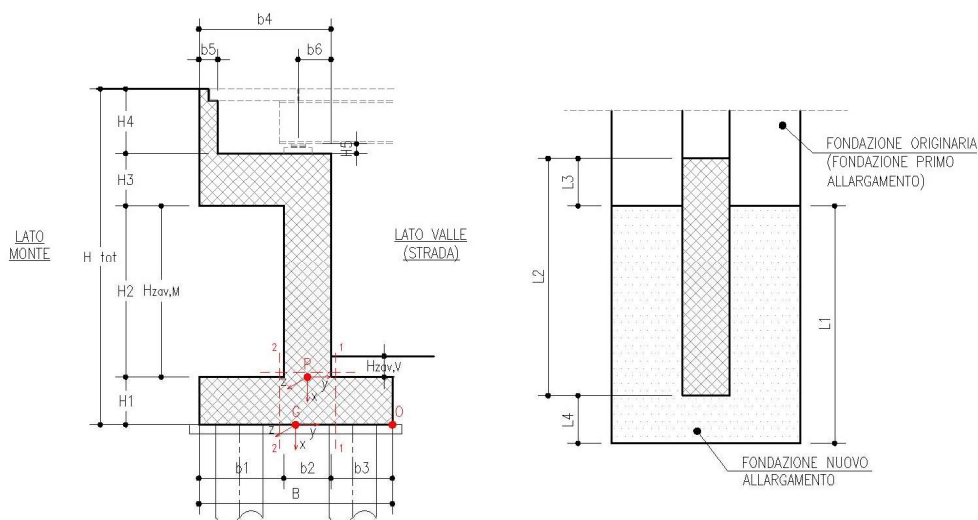


Figura 5-2. Sistema di riferimento

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

## CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località:		Opera 86T (Via di Corticella)				
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 <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	T <sub>C</sub> * [sec]	F <sub>0</sub>
	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 <sub>R</sub> [anni]	S <sub>S</sub>	S <sub>T</sub>	a <sub>max</sub> [g]	a <sub>g</sub> [m/s <sup>2</sup> ]
	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 <sub>h</sub>	0.344			
Coefficiente sismico verticale		k <sub>v</sub>	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	22.59	0.39				
φ - M1	35.00	0.61				
k <sub>AE</sub> - 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 <sub>AE</sub> - M1	0.47					

Figura 5-3. Caratterizzazione Sismica del Sito

## 5.2.2 Analisi strutturale del paramento

### 5.2.2.1 Analisi dei carichi

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

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO <b>PARAMENTO</b>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <b><u>PARAMENTO</u></b>		
	$x_p$	$y_p$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-5.06	-0.06	107	0	6
<b>Cordolo</b>	-5.06	-0.06	12	0	1
<b>FOA</b>	-5.06	-0.06	6	0	0
<b>Guardrail</b>	-5.06	-0.06	1	0	0
<b>Pavimentazione</b>	-5.06	-0.06	20	0	1
<b>Vento</b>	-5.06	-0.06	0	0	0
<b>Neve</b>	-5.06	-0.06	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-5.06	-0.06	101	0	6
<b>Tandem 2</b>	-5.06	-0.06	0	0	0
<b>Distribuito</b>	-5.06	-0.06	37	0	2
<b>Frenatura</b>	-5.06	-0.06	0	6	-28
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-5.06	-0.06	0	7	-37
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-5.06	-0.06	0	112	-567
<b>Sisma dir. vert.</b>	-5.06	-0.06	30	0	2

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



## ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

### (C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	$x_p$ [m]	$y_p$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Paramento	-1.81	0.00	117.65	0.00	0.00
Cordolo in c.a.	-4.17	-0.75	77.00	0.00	57.75
Paraghiaia	-5.54	-1.95	16.30	0.00	31.79
<b>TOTALE</b>			<b>211</b>	<b>0</b>	<b>90</b>

### (C2): Zavorra stabilizzante

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

### (C3): Spinta delle terre - riposo

(C3): Spinta delle terre - riposo				H <sub>SPINTA</sub> [m]	6.35	
Comb.	k0	x <sub>p</sub> [m]	y <sub>p</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
M1	0.43	-2.12	0.00	0	172	-364

### (C4): Sovraccarico accidentale

			$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20	
--	--	--	--------------------------	----	--

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

Componente orizzontale	$x_p$ [m]	$y_p$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4b)	-3.18	0.00	0	54	-172

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

			$k_h$	0.34	
			$k_v$	0.17	

#### 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	-1.81	0.00	-20.26	40.52	-73.33
Cordolo in c.a.	-4.17	-0.75	-13.26	26.52	-120.52
Paraghiaia	-5.54	-1.95	-2.81	5.61	-36.54
Zavorra a tergo	-1.81	-1.40	0.00	37.40	-67.69
<b>TOTALE</b>			<b>-36</b>	<b>110</b>	<b>-298</b>

#### 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.	-1.81	0.00	20.26	40.52	-73.33
Trave in c.a.	-4.17	-0.75	13.26	26.52	-100.63
Paraghiaia in c.a.	-5.54	-1.95	2.81	5.61	-25.60
Zavorra a tergo	-1.81	-1.40	0.00	37.40	-67.69
<b>TOTALE</b>			<b>36</b>	<b>110</b>	<b>-267</b>

### (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]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.60	109.27	200.32	91	-3.18	-289

#### Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.47	109.27	223.28	114	-3.18	-362

Figura 5-5. Analisi dei carichi agenti sul paramento da Sottostuttura

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	145	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	211	0	90	0	0	0	0	172	-364	0	0	0
Totale	356	0	98	0	0	0	0	172	-364	0	0	0
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	101	0	6	0	0	0	37	0	2
Sottostruttura	0	54	-172	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	54	-172	101	0	6	0	0	0	37	0	2
RISULTANTI	C5			C6			C7			C8		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	0	6	-28	0	7	-37	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	6	-28	0	7	-37	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	-30	112	-569	30	112	-566	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-36	110	-298	36	110	-267	0	91	-289	0	114	-362
Totale	-66	222	-867	66	222	-833	0	91	-289	0	114	-362

Figura 5-6. Sollecitazioni caratteristiche risultanti nella sezione di incastro del Paramento

### 5.2.2.2 Combinazioni di calcolo

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
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 (+kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Figura 5-7. Elenco dei Carichi

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

DESCRIZIONE	Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-8. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica paramento

### 5.2.2.3 Sollecitazioni di calcolo 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	
$N_{Ed}$	481	668	603	501	356	543	479	377	450	318	[kN/m]
$V_{Ed}$	315	315	322	322	315	315	322	322	526	503	[kN/m]
$M_{Ed}$	-640	-629	-671	-677	-675	-664	-705	-711	-1530	-1491	[kNm/m]

Azioni di calcolo											
		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			
$N_{Ed}$	356	495	447	371	356	447	356	384	[kN/m]		
$V_{Ed}$	233	233	239	239	220	220	190	190	[kN/m]		
$M_{Ed}$	-474	-466	-497	-501	-431	-426	-337	-335	[kNm/m]		

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

	SLU/SLV	SLE_RARA	SLE_FREQ	SLE_QP
$N_{Ed}$	318	356	356	356
$V_{Ed}$	526	239	220	190
$M_{Ed}$	-1530	-501	-431	-337

Figura 5-10. Sollecitazioni di calcolo massime

### 5.2.2.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø20/10 cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20 cm
- Armatura trasversale: 1Ø16/20 cm
- Spilli: 1Ø12/40 x 40 cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 86T Verifica Flessione Paramento - II Ampl

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

Titolo: 86T Paramento - II Ampliamento

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	6,6
2	15,71	123,4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 317,73 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -1529 -463 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> -1.659 kN m

σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 46,13 ‰  
d 123,4 cm  
x 8,702 x/d 0,07051  
δ 0,7

Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
$R_{ck}$ [MPa] =	40		$f_{ck}$ [MPa] =	32
$f_{cd}$ [MPa] =	18.13	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ctk}$ [MPa] =	2.12			
$f_{ctd}$ [MPa] =	1.41	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{yw d}$ [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$ )		
Verifica del conglomerato				
$H$ [mm] =	1300	Altezza della sezione		
$d$ [mm] =	1234	Altezza utile della sezione		
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0		
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633	
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
$V_{Rcd}$ [kN] =	3472.04	Resistenza a compressione bielle		
		$= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$		
Verifica dell'acciaio				
$A_{sw}$ [mmq] =	282.74	Ø12/40	area staffe	
$s$ [mm] =	400		passo staffe	
$V_{Rsd}$ [kN] =	768.03	Resistenza armature = $0.9 d f_{yw d} A_{sw}/s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
$V_{Rd}$ [kN] =	768.03	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$		
$V_{Sdu}$ [kN] =	526.21	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							
<b>Caratteristiche meccaniche dei materiali</b>							
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13	N/mm <sup>2</sup>
		$E_c =$	33346	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm} =$	3.02	N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>							
B =	1000	mm base		n.	$\phi$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	y (mm)
H =	1300	mm altezza		5	20	1571	66
c =	40	mm coprifer.		Lato valle		-	
Distanza barre doppio ordine =	0	mm		0	0	0	1234
			2° ordine	Lato monte		-	
$N_{Ed}$ positivo di compressione				10	20	3142	1234
$M_{Ed}$ positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore			1° ordine	Lato monte		-	
					$\Sigma$	4712	mm <sup>2</sup>
<b>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</b>							
<b>Flessione</b>							
Combinazione		posizione	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Rd}$	$M_{Bd}$
			[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	$M_{Ed}$
ENV-SLU		incastro con paramento	317.73	1529.93	526.21	1659.45	1.08
<b>Taglio</b>							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$\eta_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo		
Combinazione		posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd}$	$V_{Bd}$
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	$V_{Ed}$
ENV-SLU		incastro con paramento	417.91	768.03	3472.04	768.03	1.46
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</b>							
<b>Momento di fessurazione della sezione</b>							
		$M_{cr} =$	1112.0	kNm			
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm <sup>2</sup>			
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm <sup>2</sup>			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm <sup>2</sup>			
Combinazione		posizione	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_c$	$\sigma_s$	STADIO
			[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-RARA		incastro con paramento	356.12	501.33	1.48	20.58	I
ENV-QP		incastro con paramento	356.12	336.82	1.00	13.83	I
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</b>							
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		
<b>Spaziatura barre</b>							
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm	$s_{adottata} =$	200	mm
		$\sigma_s =$	222	N/mm <sup>2</sup>	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione		posizione	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_c$	$\sigma_s$	STADIO
			[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-FREQ		incastro con paramento	356.12	431.39	1.27	17.70	I
<b>Spaziatura barre</b>							
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm	$s_{adottata} =$	200	mm
		$\sigma_s =$	182	N/mm <sup>2</sup>	$s_{max} =$	200	mm
Combinazione		posizione	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_c$	$\sigma_s$	STADIO
			[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-QP		incastro con paramento	356.12	336.82	1.00	13.83	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 <b>FONDAZIONE</b>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <b>FONDAZIONE</b>		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-6.06	0.04	107	0	-4
Cordolo	-6.06	0.04	12	0	0
FOA	-6.06	0.04	6	0	0
Guardrail	-6.06	0.04	1	0	0
Pavimentazione	-6.06	0.04	20	0	-1
Vento	-6.06	0.04	0	0	0
Neve	-6.06	0.04	0	0	0
Tandem 1	-6.06	0.04	101	0	-4
Tandem 2	-6.06	0.04	0	0	0
Distribuito	-6.06	0.04	37	0	-1
Frenatura	-6.06	0.04	0	6	-33
Resistenza passiva dei vincoli	-6.06	0.04	0	7	-44
Sisma dir. oriz.	-6.06	0.04	0	112	-679
Sisma dir. vert.	-6.06	0.04	30	0	-1

Figura 5-11. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Impalcato (punto G)

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesì propri - strutturali e non							
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Fondazione		-0.50	0.00	102.50	0.00	0.00	
Paramento		-2.81	0.10	117.65	0.00	-11.77	
Cordolo in c.a.		-5.17	-0.65	77.00	0.00	50.05	
Paraghiaia		-6.54	-1.85	16.30	0.00	30.16	
Zavorra lato valle		-1.19	1.40	9.62	0.00	-13.47	
TOTALE				323	0	55	
(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		-2.81	-1.30	109	0	141	
(C3): Spinta delle terre - riposo							
				$H_{SPINTA}$ [m]	7.35		
Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
M1	0.43	-2.45	0.00	0	230	-564	
(C4): Sovraccarico accidentale							
				$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20		
Componente verticale							
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	-1.30	30	0	39	
Componente orizzontale							
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-3.68	0.00	0	63	-230	
(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		-0.50	0.00	-17.65	35.30	-17.65	
Paramento		-2.81	0.10	-20.26	40.52	-111.82	
Cordolo in c.a.		-5.17	-0.65	-13.26	26.52	-145.71	
Paraghiaia		-6.54	-1.85	-2.81	5.61	-41.87	
Zavorra a tergo		-2.81	-1.30	-18.70	37.40	-129.40	
Zavorra lato valle		-1.19	1.40	-1.66	3.31	-1.61	
TOTALE				-74	149	-448	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Fondazione c.a.		-0.50	0.00	17.65	35.30	-17.65	
Paramento c.a.		-2.81	0.10	20.26	40.52	-115.87	
Trave in c.a.		-5.17	-0.65	13.26	26.52	-128.47	
Paraghiaia in c.a.		-6.54	-1.85	2.81	5.61	-31.49	
Zavorra a tergo		-2.81	-1.30	18.70	37.40	-80.78	
Zavorra lato valle		-1.19	1.40	1.66	3.31	-6.24	
TOTALE				74	149	-381	
(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]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.60	146.40	268.38	122	-3.68	-448
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.47	146.40	299.15	153	-3.68	-561

Figura 5-12. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Sottostuttura (punto G)

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
Rispetto punto G	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	145	0	-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	323	0	55	109	0	141	0	230	-564	30	0	39
Totale	468	0	49	109	0	141	0	230	-564	30	0	39
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	101	0	-4	0	0	0	37	0	-1
Sottostruttura	0	63	-230	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	63	-230	101	0	-4	0	0	0	37	0	-1
RISULTANTI	C5			C6			C7			C8		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	0	6	-33	0	7	-44	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	6	-33	0	7	-44	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	-30	112	-678	30	112	-681	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-74	149	-448	74	149	-381	0	122	-448	0	153	-561
Totale	-104	261	-1126	104	261	-1061	0	122	-448	0	153	-561

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

### 5.2.3.2 Combinazioni di calcolo

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a terzo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	Sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	Sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	Sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	Sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	Sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	Sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	Sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	Sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+kv)	G1sis terre	Sfav	1	\	\	\	\

Figura 5-14. 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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-15. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica fondazione

### 5.2.3.3 Sollecitazioni di calcolo 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
$N_{Ed}$	741	928	864	762	577	764	700	598	709	500
$V_{Ed}$	405	405	413	413	405	405	413	413	664	633
$M_{Ed}$	-925	-932	-975	-971	-942	-949	-992	-988	-2088	-2040
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		
$N_{Ed}$	577	716	668	592	577	668	577	605	[kN/m]	
$V_{Ed}$	300	300	306	306	285	285	250	250	[kN/m]	
$M_{Ed}$	-648	-654	-685	-682	-591	-594	-464	-465	[kNm/m]	

Figura 5-16. Sollecitazioni risultanti di calcolo nel baricentro della fondazione (punto G)

Le sollecitazioni di calcolo, riportate nelle tabelle precedenti, sono utilizzate per l'analisi della palificata dettagliata nella relazione geotecnica allegata al progetto.

Nei capitoli successivi verrà illustrato il progetto strutturale del plinto di fondazione determinato sulla base delle massime sollecitazioni assiali agenti nei pali.

Per maggiori informazioni e dettagli, si rimanda alla relazione geotecnica.

#### 5.2.3.4 Sollecitazioni nei pali di fondazione

Le massime sollecitazioni assiali agenti nei pali di fondazione sono desunte dalla relazione di calcolo geotecnica. Si riportano le massime sollecitazioni assiali derivanti dalle combinazioni SLU / SLV / SLE; utilizzate per le verifiche del plinto di fondazione.

Combinazione		$N_{Ed}$ [kN] Trazione	$N_{Ed}$ [kN] Compressione
SLV	Comb. 10-9	2172	3781
SLE - RARA	Comb. 14-12	370	2500
SLE - FREQ	Comb. 15-16	275	1867
SLE - QP	Comb. 17-18	107	1616

Figura 5-17. Riepilogo sollecitazioni Pali/Micropali



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

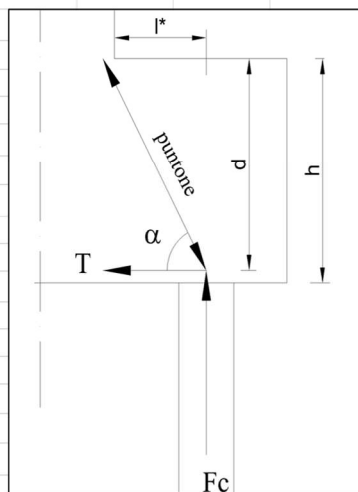
Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sull'avanzattera in direzione longitudinale (parallela all'asse impalcato).

#### Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø24/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/10cm
- Armatura trasversale: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio (in corrispondenza pali) Ø20/20x20cm
- Armatura a taglio (altrove) Ø20/40x40cm

#### Calcolo sollecitazioni e verifiche

PALO/MICROPALO COMPRESSO SLV			
DATI			
h	1.00	m	altezza suola
c	0.05	m	copriferro
d	0.95	m	altezza utile
d <sub>p</sub>	1	m	diametro pali
l*	0.45	m	distanza tra paramento e baricentro Palo
b	2.2	m	larghezza mensola (larghezza di diffusione)
H <sub>terreno retro</sub>	3.62	m	Altezza terreno su retrozattera
H <sub>terreno avan</sub>	0.2	m	Altezza terreno su avanzattera
b1	1.5	m	Lunghezza retrozattera
b3	1.3	m	Lunghezza avanzattera
F <sub>c</sub>	3781	kN	Forza di Compressione Palo
γ <sub>terreno</sub>	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso Specifico Terreno
γ <sub>CLS</sub>	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso Specifico CLS
Q <sub>Stradale</sub>	20	kN/m <sup>2</sup>	Carico Stradale
ψ <sub>2j</sub>	0.2		Coeff. di combinazione sismico Carichi Stradali
ψ <sub>j0</sub>	0.4		Coeff. di combinazione frequente Carichi Stradali
P <sub>p</sub> Terreno	11	kN	Peso Proprio Terreno gravante su Avanzattera
P <sub>p</sub> Fondazione	72	kN	Peso Proprio Fondazione gravante su Avanzattera
Carico stradale	0	kN	Carico Stradale gravante su Avanzattera
F <sub>c</sub>	3698	kN	Azione Assiale a Compressione di Verifica
l**=l*+0,15d	0.59	m	
z=0,85d	0.81	m	
α=arctan(z/l**)	53.73	°	
T=F <sub>c</sub> /tanα	2713	kN	
A <sub>s,min</sub>	6934	mm <sup>2</sup>	
n	22		
Φ	24	mm	
A <sub>s</sub>	9953	mm <sup>2</sup>	
Verifica tirante	OK		
P=F <sub>c</sub> /senα	4587	kN	
f <sub>cd</sub>	15.87	MPa	
Φ <sub>punt</sub> =Φ <sub>perforo</sub> *senα	0.81	m	
N <sub>rd</sub> =f <sub>cd</sub> *π*Φ <sup>2</sup> <sub>puntone</sub> /4	8100	kN	
Verifica puntone	OK		



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

Figura 5-18. Verifica Strut&Tie Avanzattera

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

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

#### Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø24/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/10cm
- Armatura trasversale: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio (in corrispondenza pali) Ø20/20x20cm
- Armatura a taglio (altrove) Ø20/40x40cm

#### Calcolo sollecitazioni e verifiche

PALO/MICROPALO TESO SLU				
DATI				
h	1	m	altezza suola	
c	0.05	m	copriferro	
d	0.95	m	altezza utile	
d <sub>p</sub>	1	m	diametro pali	
l*	0.65	m	distanza tra paramento e baricentro Palo	
b	2.2	m	larghezza mensola (larghezza di diffusione)	
H <sub>terreno retro</sub>	3.62	m	Altezza terreno su retrozattera	
H <sub>terreno avan</sub>	0.2	m	Altezza terreno su avanzattera	
b <sub>1</sub>	1.5	m	Lunghezza retrozattera	
b <sub>3</sub>	1.3	m	Lunghezza avanzattera	
F <sub>t</sub>	2172	kN	Forza di Trazione nel Palo	
γ <sub>terreno</sub>	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso Specifico Terreno	
γ <sub>CLS</sub>	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso Specifico CLS	
q <sub>Stradale</sub>	20	kN/m <sup>2</sup>	Carico Stradale	
ψ <sub>2j</sub>	0.2		Coeff. di combinazione sismico Carichi Stradali	
ψ <sub>j0</sub>	0.4		Coeff. di combinazione frequente Carichi Stradali	
P.p Terreno	239	kN	Peso Proprio Terreno gravante su Retrozattera	
P.p Fondazione	83	kN	Peso Proprio Fondazione gravante su Retrozattera	
Carico stradale	13	kN	Carico Stradale gravante su Retrozattera	
F <sub>T</sub>	2507	kN	Azione Assiale a Trazione di Verifica	
l**=l*+c	0.70	m		
z=d-c	0.90	m		
α=arctan(z/l**)	52.13	°		
T=F <sub>t</sub> /tanα	1950	kN		
A <sub>s,min</sub>	4982	mm <sup>2</sup>		
n	22			
Φ	24	mm		
A <sub>s</sub>	9953	mm <sup>2</sup>		
Verifica tirante	OK			
P=F <sub>t</sub> /senα	3176	kN		
f <sub>cd</sub>	15.87	MPa		
Φ <sub>punt</sub> =Φ <sub>perforo</sub> *senα	0.79	m		
N <sub>rd</sub> =f <sub>cd</sub> *π*Φ <sup>2</sup> <sub>puntone</sub> /4	7765	kN		
Verifica puntone	OK			

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

Figura 5-19. Verifica Strut&Tie Retrozattera

### Verifica della sezione di incastro a fessurazione

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

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

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

dove:

- $A_{s,min}$  area minima di armatura nella zona tesa;
- $A_{ct}$  area tesa di calcestruzzo;
- $f_{ct,eff}$  valore medio della resistenza a trazione pari a  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ;
- $K$  coefficiente che per sezioni di altezza  $h > 800$  mm vale 0,65;
- $K_c$  coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione di tensione derivante dalle sollecitazioni esterne, per flessione vale 0,4;
- $\sigma_s$  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			
$\sigma_s$	160	MPa			
K	0.65	per $h > 800$ mm			
Kc	0.4	per flessione			
suola di fondazione					
h (mm)	1000	h/2 (mm)	500		
B (mm)	12330				
armatura trasversale inferiore					
armatura principale			armatura di ordine 2		
$\Phi$ (mm)	n	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	n	passo (mm)
24	123	100	0	62	200
B (mm)	$A_{ct}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{disp}$ (mm <sup>2</sup> )	VERIFICA	
12330	6165000	28401	55780	OK	

Figura 5-20. Verifica Armatura Minima per controllo Fessurazione

## 5.2.4 Analisi strutturale del paraghiaia

### Caratteristiche paraghiaia

$H_{\text{paragh}}$ [m] =	1.63
$B_{\text{paragh}}$ [m] =	0.40

### Caratteristiche Terreno

$\gamma$ =	20	kN/mc
$\Phi$ =	35	° = 0.611 rad
$k_0$ =	0.43	
$h_{\text{terreno spinta}}$ =	1.63	m

### ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

#### 1) Peso proprio

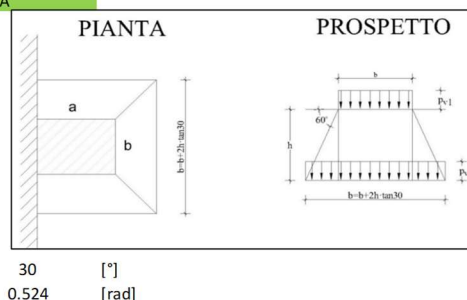
N	16.30	kN/m
---	-------	------

#### 2) Spinta Terreno

$S_t$	11.33	kN/m --> spinta distribuita
$M_t$	6.16	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
$q_{1k}$	0	kN/mq

### Impronta di Carico

a	2.20	m
b	3.00	m
a'	3.14	m
b'	4.88	m

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

### Pressioni su paraghiaia

$p_{1(\text{verticale})}$	90.91	MPa
$p_{2(\text{verticale})}$	39.13	MPa
$\sigma_{1(\text{orizzontale})}$	38.77	MPa
$\sigma_{2(\text{orizzontale})}$	16.68	MPa

### Azioni

$S_{H2}$	27.19	kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
$S_{H1}$	18.00	kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
$S_H$	45.19	kN/m --> spinta totale
$M_{SH}$	41.72	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
$S_f$	28.75	kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{\text{paragh}}$ )
$M_f$	46.87	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	11	6
C3.1	0	45	42
C3.2	300	29	47

### 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]	76	100	57	74	45	11
$M_{Ed}$ [kNm/m]	65	114	48	84	37	6

Figura 5-21. Riepilogo sollecitazioni sul Paraghiaia

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura Longitudinale: 1Ø16/20 cm
- Armatura Verticale: 1Ø20/20 cm
- Spilli: 1Ø12/40 x 40 cm

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

Paramento - Sezione incastro con fondazione							
ARMATURA PRINCIPALE							
<b>Caratteristiche meccaniche dei materiali</b>							
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	32	N/mm <sup>2</sup>
	$\gamma_c =$	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13	N/mm <sup>2</sup>
		$E_c =$	33346	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm} =$	3.02	N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
	$\gamma_s =$	$\epsilon_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>							
B =	1000	mm base		n.	$\phi$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	y (mm)
H =	400	mm altezza		5	20	1571	66
c =	40	mm coprifer.		Lato valle		-	
NEd positivo di compressione				5	20	1571	334
MEd positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Lato monte		-	
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					$\Sigma$	4712	mm <sup>2</sup>
<b>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</b>							
<b>Flessione</b>							
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed}$ [kNm]	
ENV-SLU	incastro con paramento	16.30	113.83	99.87	196.30	1.72	
<b>Taglio</b>							
$\phi\sigma\alpha\phi\phi\epsilon =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
nb =	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]	$V_{Ed}$ [kN]	
ENV-SLU	incastro con paramento	164.87	-	-	164.87	1.65	
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</b>							
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm <sup>2</sup>			
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm <sup>2</sup>			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm <sup>2</sup>			
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]		
ENV-RARA	incastro con paramento	16.30	84.31	4.95	174.50		
ENV-QP	incastro con paramento	16.30	6.16	0.36	8.22		
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</b>							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali	Aggressive		Armatura	Poco sensibile			
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm			
		$\sigma_s =$	240.0	N/mm <sup>2</sup>			
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]		
ENV-FREQ	incastro con paramento	16.30	37.45	2.20	74.67		
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm			
		$\sigma_s =$	200.0	N/mm <sup>2</sup>			
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]		
ENV-QP	incastro con paramento	356.12	336.82	1.00	13.83		

### 5.3 SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

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

- Allargamento lato nord e sud della carreggiata con realizzazione di un tratto aggiuntivo di spalla di larghezza rispettivamente pari a 3.32m e 1.32m (oltre ad un muro di risvolto di lunghezza pari a 5.00m);
- Adeguamento sismico del sottovia delle carreggiate nord e sud tramite la realizzazione di 2 ordini di tiranti passivi sul paramento della spalla con il compito di assorbire le forze orizzontali dovute al sisma.

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

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

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

## 5.4 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

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

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

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

In questo modo si ottennero i seguenti risultati:

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

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

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

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

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

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

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

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

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

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

dove

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

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

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

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



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

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

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

Si avrà infatti:

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

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

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

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

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

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

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

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

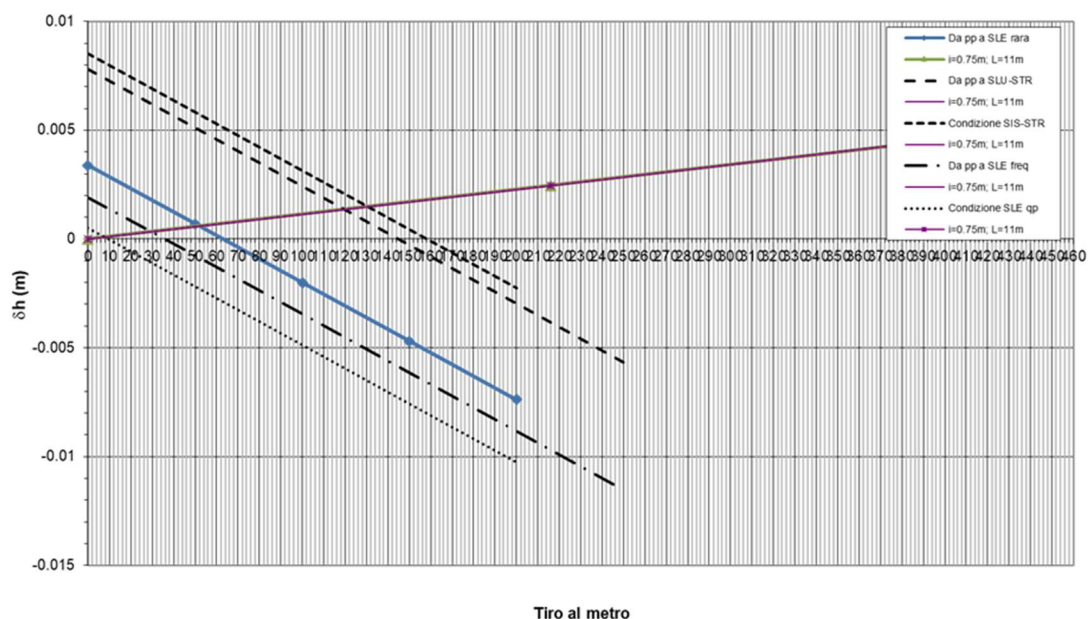


Figura 5-22 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

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

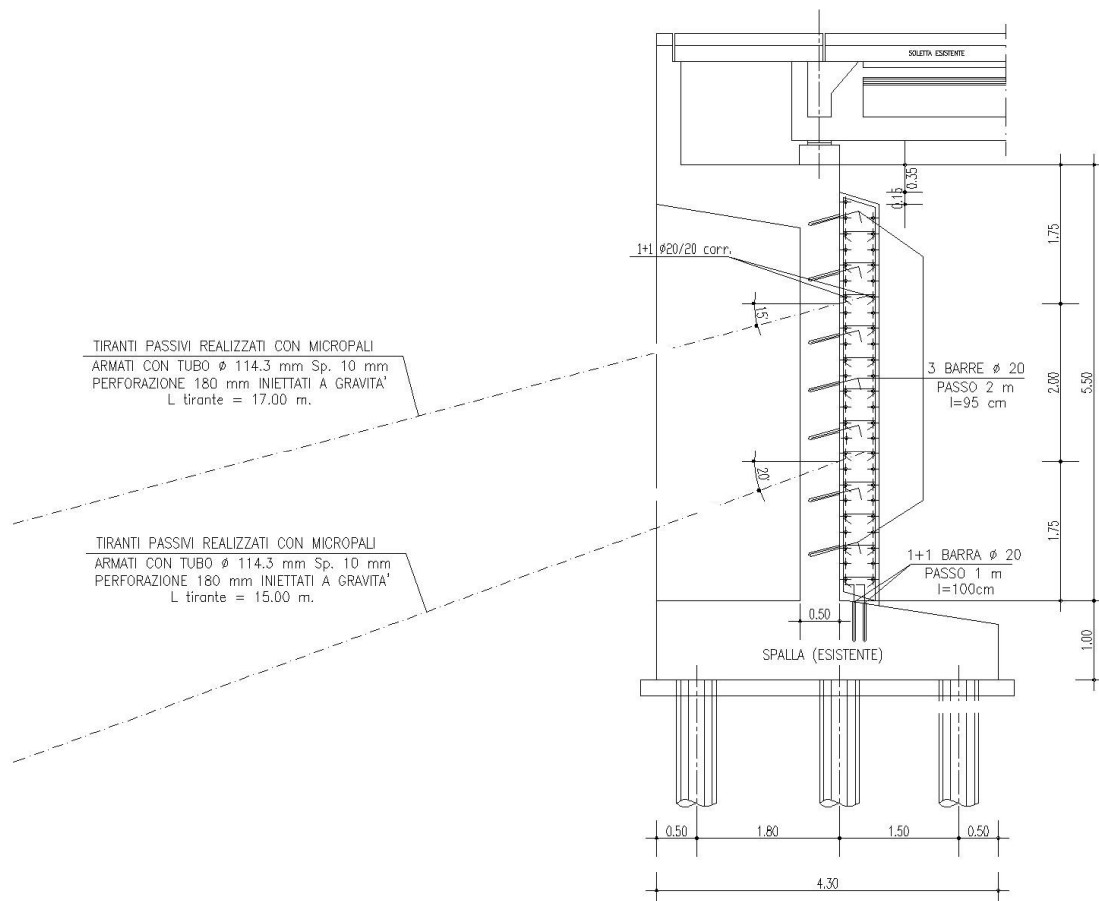


Figura 5-23. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

Secondo quanto esposto nei precedenti capitoli, in favore di sicurezza, la verifica è condotta unicamente per la spalla SUD lato BOLOGNA (minor lunghezza zattera e numero di pali).

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.

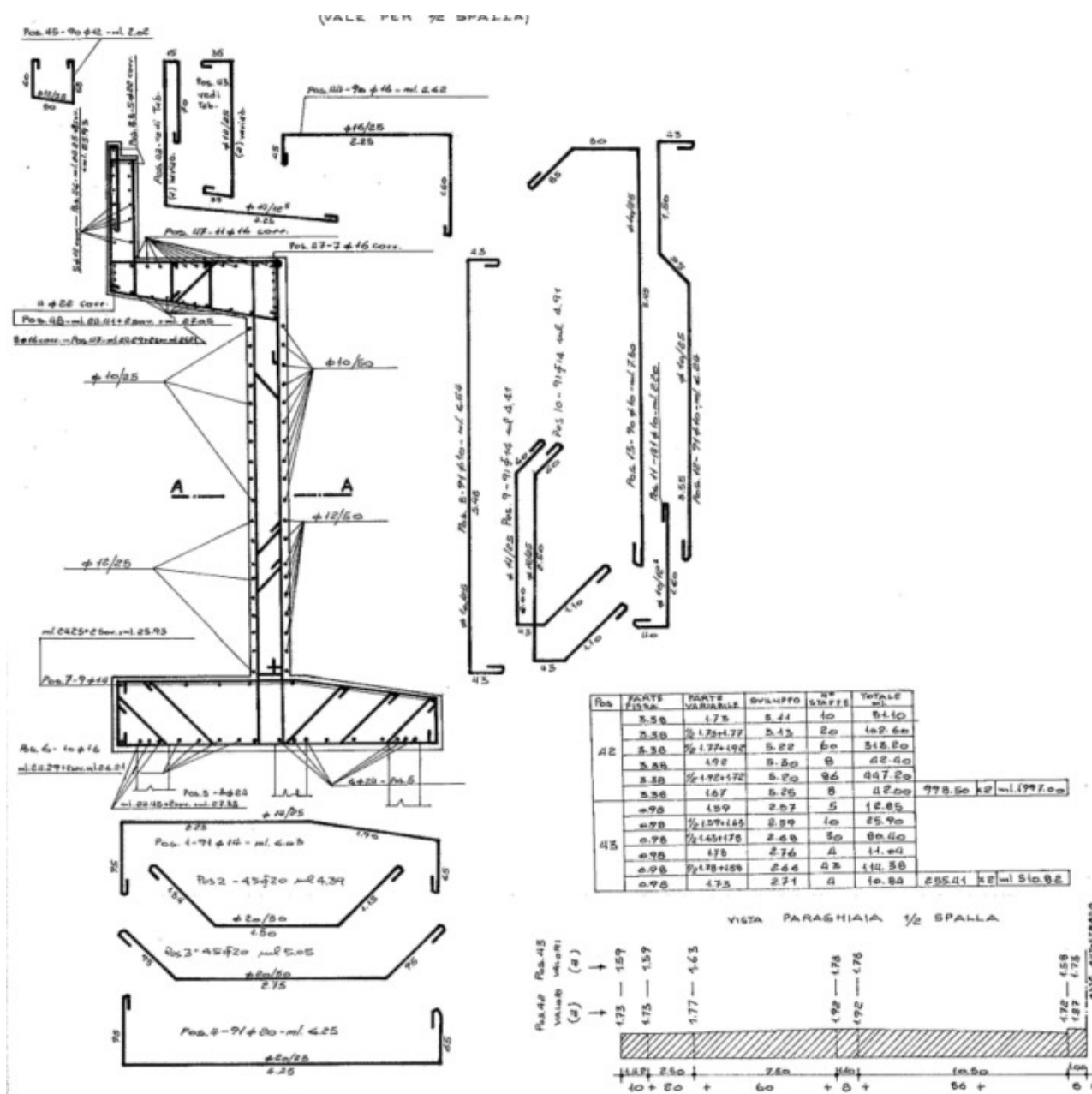


Figura 5-24. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione trasversale con armature spalla.

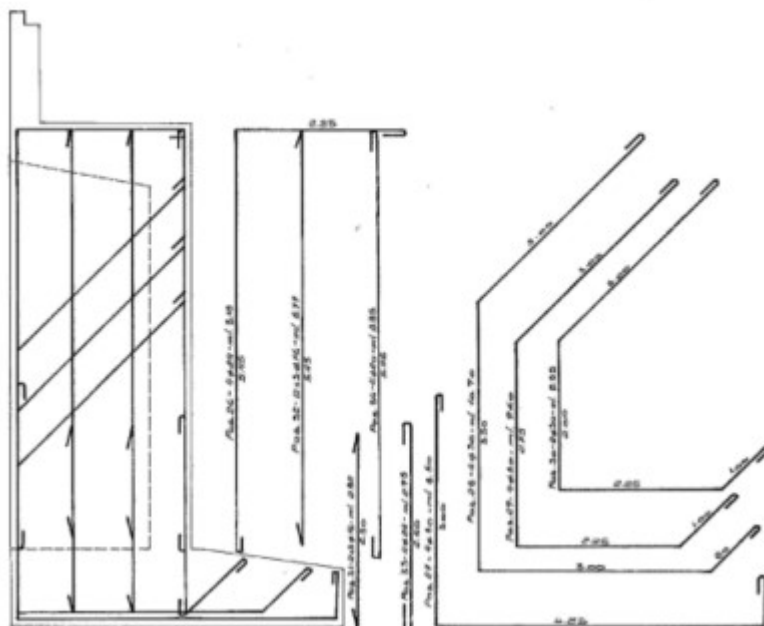


Figura 5-25. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione trasversale con armature contrafforti.

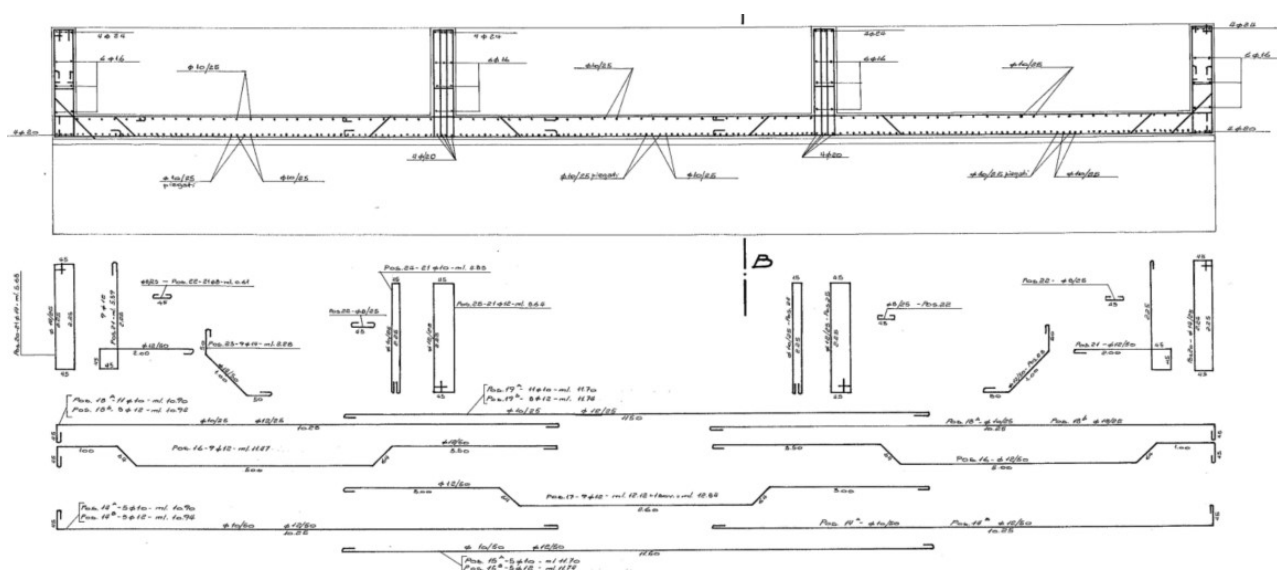


Figura 5-26. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione orizzontale con armature spalla.

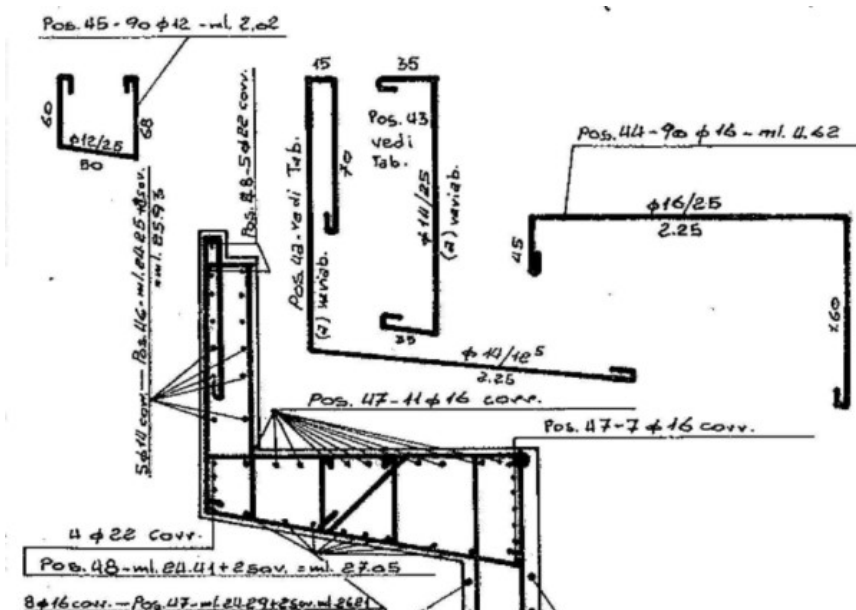


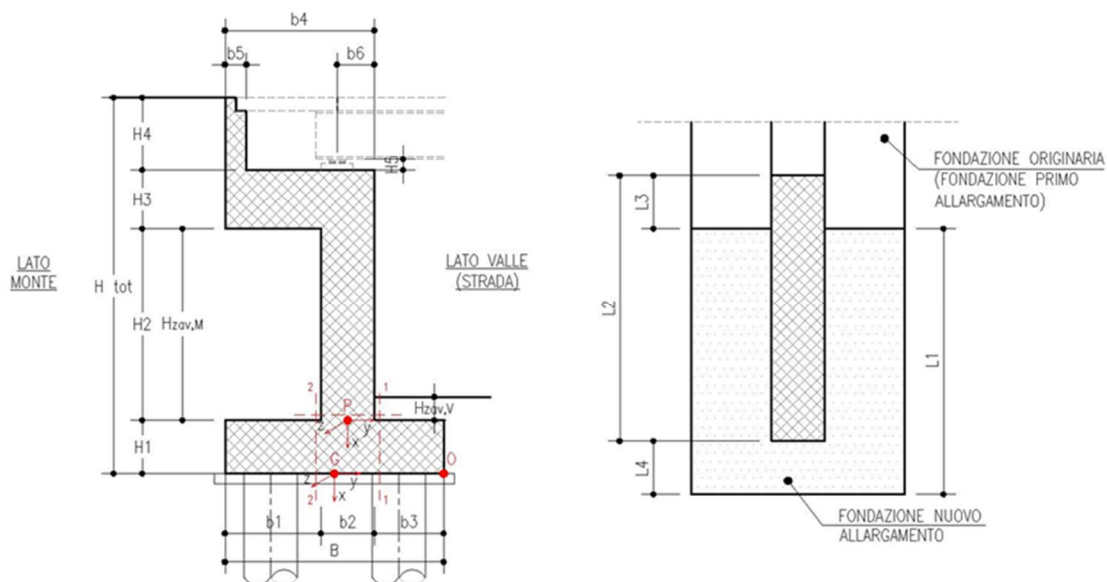
Figura 5-27. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione trasversale con armature paraghiaia.

### 5.4.1 Geometria di verifica

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD		FONDAZIONE		DIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA		CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		24.10	[m]	Larghezza zattera	
L2		24.10	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.30	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.69	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.11	[m]	Spessore equivalente paramento + placcaggio	
b3		1.50	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a. (compreso placcaggio)	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.80	[m]	Distanza asse appoggi da filo placcaggio (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>		7.97	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		4.85	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.65	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.47	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.27	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>zav M</sub>		4.85	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav V</sub>		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 <sub>tot</sub>		38.51	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B <sub>imp</sub>		24.10	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L <sub>imp</sub>		21.60	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n <sub>T</sub>		8.00		Numero travi principali	
i <sub>T</sub>		3.00	[m]	Interasse travi principali	
A <sub>T</sub>		0.56	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale	
L <sub>tr</sub>		21.00	[m]	Lunghezza traversi	
n <sub>tr</sub>		5.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A <sub>tr</sub>		0.21	[m <sup>2</sup> ]	sezione traverso	
H <sub>sol</sub>		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.	
H <sub>pav</sub>		0.10	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi	
H <sub>cord_sic</sub>		0.00	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B <sub>cord_sic</sub>		0.00	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H <sub>cord_FOA</sub>		0.00	[m]	altezza cordolo FOA	
B <sub>cord_FOA</sub>		0.00	[m]	larghezza cordolo FOA	
H <sub>FOA</sub>		0.00	[m]	altezza FOA	
sb <sub>FOA</sub>		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					
$\gamma_{cls}$		25	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\gamma_{steel}$		78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\gamma_{pav}$		22	[kN/m <sup>3</sup> ]		
q		20	[kN/m2]	sovraccarico accidentale da traffico	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\phi'$ (M1)		35	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)					
$\gamma_{terreno}$		19	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\phi$		26	[°]		
c'		0	[kPa]		
c <sub>u</sub>		194	[kPa]	coesione non drenata equivalente - valutata su terreno avente caratteristiche migliorate se in presenza di pali tipo FRANKI	



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

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

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

PLINTO DI FONDAZIONE									
<i>Dimensioni geometriche</i>									
L	24.10	[m]							
B	4.30	[m]							
$A_{pl}$	103.63	[m <sup>2</sup> ]							
<i>Caratteristiche terreno</i>									
$\varphi'$	26	[°]							
$c'$	0	[kPa]							
$c_{u,pl}$	130	[kPa]	per strati superficiali - da Relazione Geologica Generale						
PALI TIPO FRANKI									
<i>Dimensioni geometriche</i>									
Tipo	Ø [mm]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	n [-]						
1	500	0.196	0						
2	420	0.139	24						
$A_{pali}$	3.33	[m <sup>2</sup> ]							
$c_{u,pali}$	2110	[kPa]	coesione equivalente dei pali						
COESIONE NON DRENATA EQUIVALENTE - TERRENO CON CARATTERISTICHE MIGLIORATE									
$c_{u,eq} = (c_{u,pl} \times (A_{pl} - A_{pali}) + c_{u,pali} \times A_{pali}) / A_{pl}$									
$c_{u,pali}$	194	[kPa]							

Località:		Opera 86T (Via di Corticella)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.212	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		$\beta$	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.107		
Coefficiente sismico verticale		$k_v$	0.053		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
Sisma diretto verso l'alto: - kv					
	[°]	[rad]			
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	6.44	0.11			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.34				
Sisma diretto verso il basso: + kv					
	[°]	[rad]			
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	5.79	0.10			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.33				

## 5.4.2 Analisi dei carichi

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

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b>FONDAZIONE</b>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <b>FONDAZIONE</b>		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-6.77	-0.15	116	0	17
Cordolo	-6.77	-0.15	0	0	0
FOA	-6.77	-0.15	0	0	0
Guardrail	-6.77	-0.15	0	0	0
Pavimentazione	-6.77	-0.15	24	0	4
Vento	-6.77	-0.15	0	0	0
Neve	-6.77	-0.15	0	0	0
Tandem 1	-6.77	-0.15	50	0	7
Tandem 2	-6.77	-0.15	0	0	0
Distribuito	-6.77	-0.15	36	0	5
Frenatura	-6.77	-0.15	0	11	-74
Resistenza passiva dei vincoli	-6.77	-0.15	0	7	-47
Sisma dir. orizz.	-6.77	-0.15	0	32	-220
Sisma dir. vert.	-6.77	-0.15	8	0	1

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

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesì propri - strutturali e non							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Fondazione		-0.50	0.00	107.50	0.00	0.00	
Paramento		-3.43	0.10	134.59	0.00	-12.79	
Cordolo in c.a.		-6.18	-0.75	45.50	0.00	34.13	
Paraghiaia		-7.24	-1.95	14.70	0.00	28.67	
Zavorra lato valle		-1.10	1.40	6.00	0.00	-8.40	
TOTALE				308	0	42	
(C2): Zavorra stabilizzante							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Zavorra a tergo		-3.43	-1.31	164	0	214	
(C3): Spinta delle terre - attiva				H <sub>SPINTA</sub> [m]	7.97		
Comb.	k <sub>a</sub>	x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
M1	0.27	-2.66	0.00	0	172	-457	
(C4): Sovraccarico accidentale				q [kN/m <sup>2</sup> ]	20		
Componente verticale		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	-1.31	34	0	44	
Componente orizzontale		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-3.99	0.00	0	43	-172	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non				k <sub>h</sub>	0.107		
				k <sub>v</sub>	0.053		
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Fondazione		-0.50	0.00	-5.74	11.48	-5.74	
Paramento		-3.43	0.10	-7.19	14.37	-48.55	
Cordolo in c.a.		-6.18	-0.75	-2.43	4.86	-31.83	
Paraghiaia		-7.24	-1.95	-0.78	1.57	-12.89	
Zavorra a tergo		-3.43	-1.31	-8.75	17.51	-71.38	
Zavorra lato valle		-1.10	1.40	-0.32	0.64	-0.26	
TOTALE				-25	50	-171	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Fondazione c.a.		-0.50	0.00	5.74	11.48	-5.74	
Paramento c.a.		-3.43	0.10	7.19	14.37	-49.91	
Cordolo in c.a.		-6.18	-0.75	2.43	4.86	-28.18	
Paraghiaia in c.a.		-7.24	-1.95	0.78	1.57	-9.83	
Zavorra a tergo		-3.43	-1.31	8.75	17.51	-48.54	
Zavorra lato valle		-1.10	1.40	0.32	0.64	-1.15	
TOTALE				25	50	-143	
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k <sub>a</sub>	k <sub>AE</sub>	S <sub>a</sub> [kN/m]	S <sub>AE</sub> [kN/m]	ΔS [kN/m]	x <sub>G</sub> [m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
M1	0.27	0.34	172.14	201.89	30	-3.99	-119
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k <sub>a</sub>	k <sub>AE</sub>	S <sub>a</sub> [kN/m]	S <sub>AE</sub> [kN/m]	ΔS [kN/m]	x <sub>G</sub> [m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
M1	0.27	0.33	172.14	219.88	48	-3.99	-190

### 5.4.3 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G

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

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
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		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	140	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	308	0	42	164	0	214	0	172	-457	34	0	44	0	43	-172
Totale	448	0	63	164	0	214	0	172	-457	34	0	44	0	43	-172

	C4d			C4e			C5			C6			C7		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	36	0	5	0	11	-74	0	7	-47	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	36	0	5	0	11	-74	0	7	-47	0	0	0

	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	-8	32	-221	8	32	-218	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-25	50	-171	25	50	-143	0	30	-119	0	48	-190
Totale	-34	83	-392	34	83	-362	0	30	-119	0	48	-190

### 5.4.4 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo. Le verifiche strutturali sono condotte unicamente in riferimento alle combinazioni STR.

Carico	COMB. STR															
	Massimizzazione compressione								Massimizzazione trazione				Sismica - STR			
	solo perm. (STR)	no traffico. (a)	no traffico. (b)	Traffico 1a (a)	Traffico 1a (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a (b) conf. 2 (a)	no traffico.	Traffico 1.	Traffico 2a.	Traffico 2a conf. 2 (b)	Traffico +k. (max comp)	Traffico +k. (max trazi)	Traffico -k. (max comp)	Traffico -k. (max trazi)
C1	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4c	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.54	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	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	0.00	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	1.00	1.00	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	0.00	1.00	1.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00

Carico	Rara							
	no traffico.				Frequente		Quasi permanente	
	no traffico.	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico.	Traffico	no traffico.	Traffico
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4b	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.00	0.75	0.75	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
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 nel baricentro della fondazione G.

	COMB. STR								Sismica - STR							
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N <sub>Ed</sub>	769	872	930	987	884	941	834	891	612	727	681	631	669	646	602	578
V <sub>Ed</sub>	300	300	300	300	315	315	315	315	300	300	315	315	318	318	300	300
M <sub>Ed</sub>	-615	-481	-538	-464	-645	-570	-652	-577	-637	-620	-726	-733	-803	-815	-761	-773

Rara				Frequente				Quasi permanente			
no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico
17	18	19	20	21	22	23	24				
612	731	663	697	612	689	612	636			[kN/m]	
222	222	233	233	212	212	188	188			[kN/m]	
-400	-343	-466	-422	-357	-316	-263	-251			[kNm/m]	

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

## 5.4.5 Analisi strutturale del plinto di fondazione

### 5.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G

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

	COMB. STR								Sismica - STR							
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N <sub>Ed</sub>	769	872	930	987	884	941	834	891	612	727	681	631	669	646	602	578
V <sub>Ed</sub>	208	222	216	224	213	220	212	220	205	207	204	203	198	196	192	190
M <sub>Ed</sub>	-269	-187	-223	-176	-263	-216	-267	-224	-280	-270	-309	-313	-351	-356	-355	-360

Rara				Frequente				Quasi permanente			
no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico
17	18	19	20	21	22	23	24				
612	731	663	697	612	689	612	636			[kN/m]	
186	192	185	189	184	188	180	181			[kN/m]	
-264	-228	-284	-257	-252	-229	-235	-227			[kNm/m]	

### 5.4.5.2 Calcolo delle sollecitazioni nelle sezioni 1 e 2

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

	COMB. STR								Sismica - STR							
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
N <sub>Ed</sub> [kN/m]	769	872	930	987	884	941	834	891	612	727	681	631	669	646	602	578
M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	269	187	223	176	263	216	267	224	280	270	309	313	351	356	355	360
B/6 [m]	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
e [m]	0.35	0.21	0.24	0.18	0.30	0.23	0.32	0.25	0.46	0.37	0.45	0.50	0.53	0.55	0.59	0.62
es [B/6]	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)
σ <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	178.78	202.74	216.18	229.52	205.55	218.90	193.94	207.28	142.32	169.10	158.48	146.86	155.67	150.13	140.05	134.51
σ <sub>m</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	87.16	60.59	72.46	57.25	85.31	70.11	86.61	72.54	90.86	87.53	100.38	101.68	114.06	115.48	115.24	116.66
σ <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	265.95	263.33	288.64	286.77	290.87	289.00	280.55	279.82	233.18	256.63	258.86	248.54	269.72	265.61	255.29	251.17
σ <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	91.62	142.15	143.72	172.27	120.24	148.79	107.33	134.74	51.46	81.57	58.09	45.18	41.61	34.65	24.81	17.84
σ <sub>s</sub> * [kN/m <sup>2</sup> ]	265.95	263.33	288.64	286.77	290.87	289.00	280.55	279.82	233.18	256.63	258.86	248.54	269.72	265.61	255.29	251.17
σ <sub>s</sub> * [kN/m <sup>2</sup> ]	91.62	142.15	143.72	172.27	120.24	148.79	107.33	134.74	51.46	81.57	58.09	45.18	41.61	34.65	24.81	17.84

Rara				Frequente				Quasi permanente			
no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico
17	18	19	20	21	22	23	24				
612	731	663	697	612	689	612	636				
264	228	284	257	252	229	235	227				
0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72				
0.43	0.31	0.43	0.37	0.41	0.33	0.38	0.36				
es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)				
142.32	170.01	154.29	162.15	142.32	160.18	142.32	147.86				
85.57	73.93	92.16	83.53	81.83	74.27	76.11	73.55				
227.89	243.94	246.45	245.68	224.15	234.46	218.42	221.41				
56.74	96.09	62.12	78.62	60.48	85.91	66.21	74.31				
1.72	1.84	1.72	1.78	1.74	1.82	1.77	1.79				
227.89	243.94	246.45	245.68	224.15	234.46	218.42	221.41				
56.74	96.09	62.12	78.62	60.48	85.91	66.21	74.31				

(C1): Pesi propri - strutturali e non						
Descrizione	N <sub>1</sub> [kN/m]	N <sub>2</sub> [kN/m]	y <sub>1</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	M <sub>1</sub> [kNm/m]	M <sub>2</sub> [kNm/m]
Fondazione c.a.	38	42	-0.75	-0.85	-28	-36
Zavorra lato 1	6	0	-0.75	0.00	-5	0
Totale	44	42			-33	-36
(C2): Zavorra stabilizzante						
Descrizione	N <sub>2</sub> [kN/m]	y <sub>2</sub> [m]	M <sub>2</sub> [kNm/m]			
Zavorra lato 2	164	-0.85	-139			
(C4): Sovraccarico accidentale						
Descrizione	N <sub>2</sub> [kN/m]	y <sub>2</sub> [m]	M <sub>2</sub> [kNm/m]			
Componente verticale	33.80	-0.85	-28.56			
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non				k <sub>h</sub>	0.107	
				k <sub>v</sub>	0.053	
Sisma diretto verso l'alto: - kv						
Descrizione	N <sub>1</sub> [kN/m]	N <sub>2</sub> [kN/m]	y <sub>1</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	M <sub>1</sub> [kNm/m]	M <sub>2</sub> [kNm/m]
Fondazione c.a.	-2	-2	-0.75	-0.85	2	2
Zavorra lato 1	0	0	-0.75	0.00	0	0
Totale	-2	-2			2	2
Descrizione	N <sub>2</sub> [kN/m]	y <sub>2</sub> [m]	M <sub>2</sub> [kNm/m]			
Zavorra lato 2	-9	-0.85	7			
Sisma diretto verso il basso: + kv						
Descrizione	N <sub>1</sub> [kN/m]	N <sub>2</sub> [kN/m]	y <sub>1</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	M <sub>1</sub> [kNm/m]	M <sub>2</sub> [kNm/m]
Fondazione c.a.	2	2	-0.75	-0.85	-2	-2
Zavorra lato 1	0	0	-0.75	0.00	0	0
Totale	2	2			-2	-2
Descrizione	N <sub>2</sub> [kN/m]	y <sub>2</sub> [m]	M <sub>2</sub> [kNm/m]			
Zavorra lato 2	9	-0.85	-7			

(C9): Reazioni terreno																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
g <sub>1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	205.14	221.06	238.08	246.83	231.35	240.09	220.12	229.21	169.79	195.56	188.82	177.60	190.15	185.04	174.89	169.78
g <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	160.14	189.78	200.67	217.27	187.30	203.90	175.41	191.76	122.88	150.37	137.00	125.11	131.27	125.42	115.39	109.55
H <sub>1</sub> [kN/m]	353	363	395	400	392	397	376	382	302	339	336	320	345	338	323	316
M <sub>1</sub> [kNm/m]	276	280	306	308	305	307	293	296	239	266	265	253	274	269	257	252
H <sub>2</sub> [kN/m]	213	280	291	329	260	298	239	276	147	196	165	144	146	135	118	108
M <sub>2</sub> [kNm/m]	163	226	232	267	204	239	186	220	107	149	121	103	102	93	79	69
Carico																
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	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	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	0.20	0.00	0.20	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	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	0.00	0.00	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	1.00	1.00	0.00	0.00
H <sub>Ed,1</sub> [kN/m]	-295	-305	-336	-341	-333	-338	-317	-323	-259	-296	-292	-276	-299	-292	-281	-275
M <sub>Ed,1</sub> [kNm/m]	232	236	262	264	261	263	249	252	206	233	232	220	239	234	226	221
H <sub>Ed,2</sub> [kN/m]	-8	-43	24	5	-7	-26	-28	-48	-59	-10	-41	-62	-69	-73	-92	-96
M <sub>Ed,2</sub> [kNm/m]	-23	-48	7	-6	-22	-35	-40	-54	-67	-25	-54	-72	-80	-83	-99	-103

17	18	19	20	21	22	23	24
168.19	192.36	182.15	187.40	167.06	182.64	165.33	170.09
124.01	154.20	134.57	144.28	124.81	144.29	126.03	132.12
297	327	321	325	293	313	288	294
234	255	253	255	231	244	226	230
153	211	166	188	157	195	162	174
113	165	123	144	117	150	123	134
17	18	19	20	21	22	23	24
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
0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.20
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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
-254	-284	-278	-281	-250	-269	-244	-250
201	222	221	222	198	212	193	197
-53	-28	-40	-52	-50	-37	-44	-39
-61	-38	-51	-59	-57	-45	-51	-46

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE					
Sezione 1 - lato valle (AVANZATERA)					
Sezione 2 - lato strada (RETROZATERA)					
Momenti positivi tendono fibre inferiori					
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H <sub>Ed</sub>	-259			
	MIN H <sub>Ed</sub>	-341			
	MAX M <sub>Ed</sub>	264	222	212	197
	MIN M <sub>Ed</sub>	206	201	198	193
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H <sub>Ed</sub>	24			
	MIN H <sub>Ed</sub>	-96			
	MAX M <sub>Ed</sub>	7	-38	-45	-46
	MIN M <sub>Ed</sub>	-103	-61	-57	-51



### 5.4.5.3 Verifica strutturale dell'avanzattera (sezione 1)

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

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore:  $\varnothing 14/25\text{cm}$
- Armatura inferiore:  $\varnothing 20/12.50\text{cm}$
- Armatura a taglio: a favore di sicurezza di considera solo la prima fila di piegati, quelli prossimi al paramento,  $\varnothing 14/12.50\text{cm}$

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: 86T\_Verifica a flessione

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

TITOLO : 86T\_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	25,13	96,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 0 kN  
M xEd 264 0 kNm  
M yEd 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

acciaio an cls anni 60

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  378,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  20,79 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,892 ‰  $\sigma_{c,adm}$  2,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  0 N/mm²  $\tau_{co}$  0,2 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  0,9714 N/mm²

M xPd 896,5 kN m

$\sigma_c$  -20,79 N/mm²  
 $\sigma_s$  378,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  67,29 ‰  
d 96,5 cm  
x 4,771 x/d 0,04944  
 $\delta$  0,7

• Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
$R_{ck}$ [MPa] =	0	$f_{ck}$ [MPa] =	0		
$f_{cd}$ [MPa] =	20.79	da indagini			
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00				
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )			
$f_{ywd}$ [MPa] =	378.30	da indagini			
Verifica del conglomerato					
$H$ [mm] =	1000	Altezza della sezione			
$d$ [mm] =	968	Altezza utile della sezione			
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0			
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0.78539816		
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178		
$\cotg\alpha$ =	1				
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5			
$V_{Rcd}$ [kN] =	4371.61	Resistenza a compressione bielle			
		$= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$			
Verifica dell'acciaio					
$A_{sw}$ [mmq] =	1231.50	8Ø14	area staffe		
$s$ [mm] =	1000		passo staffe		
$V_{Rsd}$ [kN] =	1004.54	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ct_\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$			
$V_{Rd}$ [kN] =	1004.54	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$			
$V_{Sdu}$ [kN] =	341.00	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

#### 5.4.5.4 Verifica strutturale della retrozattera (sezione 2)

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

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore:  $\varnothing 14/25\text{cm}$
- Armatura inferiore:  $\varnothing 20/12.50\text{cm}$

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: 86T\_Verifica a flessione

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

TITOLO : 86T\_Verifica plinto fondazione\_Sez.2

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	25,13	96,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 0 kN  
M xEd -103 0 kNm  
M yEd 0 0

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

Tipo rottura  
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali  
acciaio ani cls anni 60  
E<sub>su</sub> 67,5 %  
f<sub>yd</sub> 378,3 N/mm²  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15  
E<sub>syd</sub> 1,892 %  
σ<sub>s,adm</sub> 0 N/mm²  
ε<sub>c2</sub> 2 %  
ε<sub>cu</sub> 3,5  
f<sub>cd</sub> 20,79  
f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
σ<sub>c,adm</sub> 2,25  
τ<sub>co</sub> 0,2  
τ<sub>c1</sub> 0,9714

M xPd -227,4 kN m  
σ<sub>c</sub> -20,79 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 378,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 2,128 %  
ε<sub>s</sub> 67,5 %  
d 96,8 cm  
x 2,959 x/d 0,03056  
δ 0,7

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

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

• Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				
$R_{ck}$ [MPa] =		$f_{ck}$ [MPa] =		
$f_c$ [MPa] =	20.79	da indagini		
$f_{ctk}$ [MPa] =				
$f_{ctd}$ [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_y$ [MPa] =	378.30	da indagini		
Condizione di verifica				
$H$ [mm] =	1000	Altezza della sezione		
$c_{min}$ [mm] =	25	Ricoprimento minimo		
$\phi_{staffe}$ [mm] =	0	Diametro staffe		
$\phi_{long}$ [mm] =	14	Diametro barre longitudinali		
$n_{barre\_long}$	0.00	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 $\leq 2$		
$A_{sl}$ [mmq] =	0.00	Area armatura longitudinale in trazione		
$\rho_l$ =	0.0000	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$		
$v_{min}$ =	0.2800	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$		
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] =	4.16	Tensione massima in compressione utilizzabile		
$\sigma_{cp}$ [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] =	0.00	Resistenza di calcolo		
$V_{R,min}$ [kN] =	271.00	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$		
$V_{Rd}$ [kN] =	271.00	Resistenza di progetto		
$V_{Sdu}$ [kN] =	96.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

## 5.4.6 Analisi strutturale del paramento

### 5.4.6.1 Analisi dei carichi

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

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO <b>PARAMENTO</b>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <b>PARAMENTO</b>		
	$x_p$	$y_p$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-5.77	-0.245	116	0	28
<b>Cordolo</b>	-5.77	-0.245	0	0	0
<b>FOA</b>	-5.77	-0.245	0	0	0
<b>Guardrail</b>	-5.77	-0.245	0	0	0
<b>Pavimentazione</b>	-5.77	-0.245	24	0	6
<b>Vento</b>	-5.77	-0.245	0	0	0
<b>Neve</b>	-5.77	-0.245	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-5.77	-0.245	50	0	12
<b>Tandem 2</b>	-5.77	-0.245	0	0	0
<b>Distribuito</b>	-5.77	-0.245	36	0	9
<b>Frenatura</b>	-5.77	-0.245	0	11	-63
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-5.77	-0.245	0	7	-40
<b>Sisma dir. oriz.</b>	-5.77	-0.245	0	32	-187
<b>Sisma dir. vert.</b>	-5.77	-0.245	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		-2.43	0.00	134.59	0.00	0.00	
Cordolo in c.a.		-5.18	-0.85	45.50	0.00	38.45	
Paraghiaia		-6.24	-2.05	14.70	0.00	30.06	
TOTALE				195	0	69	
(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]	6.97		
Comb.	$k_a$	$x_p$ [m]	$y_p$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
M1	0.27	-2.32	0.00	0	132	-306	
(C4): Sovraccarico accidentale							
				$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20		
Componente verticale							
Descrizione		$x_p$ [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							
Descrizione		$x_p$ [m]	$y_p$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4b)		-3.49	0.00	0	38	-132	
(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		-2.43	0.00	-7.19	14.37	-34.86	
Cordolo in c.a.		-5.18	-0.85	-2.43	4.86	-27.20	
Paraghiaia		-6.24	-2.05	-0.78	1.57	-11.39	
Zavorra a tergo		-2.43	-1.40	0.00	17.51	-42.45	
TOTALE				-10	38	-116	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		$x_p$ [m]	$y_p$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Paramento c.a.		-2.43	0.00	7.19	14.37	-34.86	
Trave in c.a.		-5.18	-0.85	2.43	4.86	-23.09	
Paraghiaia in c.a.		-6.24	-2.05	0.78	1.57	-8.18	
Zavorra a tergo		-2.43	-1.40	0.00	17.51	-42.45	
TOTALE				10	38	-109	
(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]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.34	131.65	154.41	23	-3.49	-79
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.33	131.65	168.16	37	-3.49	-127

### 5.4.6.2 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nella sezione P

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

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
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	140	0	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	195	0	69	0	0	0	0	132	-306	0	0	0
Totale	335	0	103	0	0	0	0	132	-306	0	0	0
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	50	0	12	0	0	0	36	0	9
Sottostruttura	0	38	-132	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	38	-132	50	0	12	0	0	0	36	0	9
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	11	-63	0	7	-40	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	11	-63	0	7	-40	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Impalcato	-8	32	-189	8	32	-185	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-10	38	-116	10	38	-109	0	23	-79	0	37	-127
Totale	-19	71	-305	19	71	-294	0	23	-79	0	37	-127

### 5.4.6.3 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto P

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo. Le verifiche strutturali sono condotte unicamente in riferimento alle combinazioni STR.

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	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	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	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	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
$N_{Ed}$ [kN/m]	452	567	521	471	335	450	404	354	370	333	335	420	386	349	335	386	335	352
$V_{Ed}$ [kN/m]	238	238	253	253	238	238	253	253	253	240	176	176	187	187	167	167	146	146
$M_{Ed}$ [kNm/m]	-506	-478	-574	-586	-542	-514	-610	-622	-687	-650	-375	-354	-425	-434	-342	-330	-270	-266



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 <sub>spazio</sub> [m]	2.75	da sezione incastro paramento																
i <sub>spazio</sub> [m]	0.75																	
P <sub>spazio</sub>	30.00																	
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
T <sub>ed</sub> [tiro/m]	99	97	116	117	102	100	119	119	130	117	39	38	52	52	30	29	8	8
V <sub>ed</sub> [kN/m]	92	91	108	109	95	93	111	111	121	109	36	35	49	49	28	27	7	7
M <sub>ed</sub> [kNm/m]	254	249	298	300	262	257	306	306	334	300	100	98	134	134	77	74	21	21
Azioni di calcolo definite in <u>presenza</u> di tiranti passivi nella sezione di incastro P																		
																	</	

#### 5.4.6.4 Verifica strutturale del paramento – sezione P

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

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

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale: d'estremità nella nervatura: 14Ø30  
lungo la nervatura: (2+2+2)Ø16  
lato terra nell'anima: 1Ø14/12.50  
lato strada nell'anima: 4Ø20 + 1Ø10/12.50  
lato terra nel placcaggio: 1Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)  
lato strada nel placcaggio: 1Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
- Armatura a taglio: staffe (Ø10+Ø12)/25

Si riportano di seguito:

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

• Verifica a flessione in P

Verifica C.A. S.L.U. - File: 86T\_Verifica a flessione\_paramento (P)

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

Titolo : 86T\_Verifica paramento\_Sezione P

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 8 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	783	100
2	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24,63	15
2	24,63	35
3	58,12	54
4	89,28	96
5	4,02	102,2
6	4,02	159,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2607 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 2764 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 18.874 kN m

Materiali

acciaio an cls anni 60

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 378,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 20,79 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,892 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 2,25  
σ<sub>s,adm</sub> 0 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,2  
τ<sub>c1</sub> 0,9714

σ<sub>c</sub> -20,79 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 378,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 2,817 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
d 274,8 cm  
x 11,01 x/d 0,04006  
δ 0,7

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

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

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

NTC 2018				
<b>4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>				
$R_{ck}$ [MPa] =	0	$f_{ck}$ [MPa] =	0	
$f_{cd}$ [MPa] =	20.79	da indagini		
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00			
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ywd}$ [MPa] =	378.30	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		
$\alpha_c$ =	1	per N=0		
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633	
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
$V_{Rcd}$ [kN] =	7316.27	Resistenza a compressione bielle = $0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$		
<i>Verifica dell'acciaio</i>				
$A_{sw}$ [mmq] =	383.27	staffe Ø12+Ø10 area staffe		
$s$ [mm] =	250	passo staffe		
$V_{Rsd}$ [kN] =	2959.80	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
$V_{Rd}$ [kN] =	2959.80	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$		
$V_{Sdu}$ [kN] =	1143.18	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

### 5.4.6.5 Verifica strutturale del paramento – sezione T

Le tabelle seguenti mostrano le sollecitazioni caratteristiche agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T), a circa 2.75m dalla sezione di incastro del paramento (posizione del tirante equivalente ovvero posizione intermedia tra i tiranti previsti).

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	140	0	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	118	0	69	0	0	0	0	48	-68	0	0	0
Totale	258	0	103	0	0	0	0	48	-68	0	0	0

RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	50	0	12	0	0	0	36	0	9
Sottostruttura	0	23	-48	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	23	-48	50	0	12	0	0	0	36	0	9

RISULTANTI	C5			C6			C7			C8		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	0	11	-33	0	7	-21	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	11	-33	0	7	-21	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	-8	32	-100	8	32	-96	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-6	20	-35	6	20	-28	0	8	-18	0	13	-28
Totale	-15	52	-135	15	52	-124	0	8	-18	0	13	-28

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		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	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	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	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	0.00	1.00	0.75	0.00	0.75	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	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	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	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo nella sezione a quota 2.75 m dalla sezione di incastro del paramento in ASSENZA di tiranti passivi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N <sub>Ed</sub> [kN/m]	349	464	418	368	258	373	328	278	290	261	258	344	310	273	258	310	258	275
V <sub>Ed</sub> [kN/m]	105	105	120	120	105	105	120	120	125	120	78	78	89	89	72	72	60	60
M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	-47	-18	-74	-86	-83	-54	-110	-122	-144	-144	-34	-14	-55	-64	-22	-10	4	8

h <sub>grasso</sub> [m]	2.75	da sezione incastro paramento																
i <sub>grasso</sub> [m]	0.75																	
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
V <sub>Ed</sub> * [kN/m]	92	91	108	109	95	93	111	111	121	109	36	35	49	49	28	27	7	7
V <sub>Ed</sub> [kN/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Azioni di calcolo nella sezione di calcolo a quota 2.75 m dalla sezione di incastro del paramento in PRESENZA di tiranti passivi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N <sub>Ed</sub>	349	464	418	368	258	373	328	278	290	261	258	344	310	273	258	310	258	275
V <sub>Ed</sub>	105	105	120	120	105	105	120	120	125	120	78	78	89	89	72	72	60	60
M <sub>Ed</sub>	-47	-18	-74	-86	-83	-54	-110	-122	-144	-144	-34	-14	-55	-64	-22	-10	4	8

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

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

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale: d'estremità nella nervatura: 4Ø24  
lungo la nervatura: (2+2+2)Ø16  
lato terra nell'anima: Ø10/25  
lato strada nell'anima: Ø10/12.50+4Ø20  
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: 86T\_Verifica a flessione\_paramento (t)

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

TITOLO : 86T\_Verifica paramento\_Sezione T

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 8 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	783	100
2	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	122,52	15
2	122,52	35
3	58,9	54
4	24,35	96
5	4,02	102,2
6	4,02	159,7

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2020 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 1128 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali  
acciaio an cls anni 60  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 378,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 20,79 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,892 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 2,25  
σ<sub>s,adm</sub> 0 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,2  
τ<sub>c1</sub> 0,9714

M<sub>xRd</sub> 8.940 kN m  
σ<sub>c</sub> -20,79 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 378,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 2,771 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
d 275,1 cm  
x 10,85 x/d 0,03944  
δ 0,7

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

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

• **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] =	20.79	da indagini			
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00				
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )			
$f_{ywd}$ [MPa] =	378.30	da indagini			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	2300	Altezza della sezione			
d [mm] =	2268	Altezza utile della sezione			
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
$\alpha_c$ =	1	per N=0			
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633		
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178		
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17				
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5			
$V_{Rcd}$ [kN] =	7316.27	Resistenza a compressione bielle = $0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg 2\theta)$			
Verifica dell'acciaio					
$A_{sw}$ [mmq] =	383.27	staffe Ø12+Ø10	area staffe		
s [mm] =	250		passo staffe		
$V_{Rsd}$ [kN] =	2959.80	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$			
$V_{Rd}$ [kN] =	2959.80	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$			
$V_{Sdu}$ [kN] =	978.75	Sollecitazione di progetto SLU			
Verificato					

**5.4.6.6 Verifica a punzonamento**

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

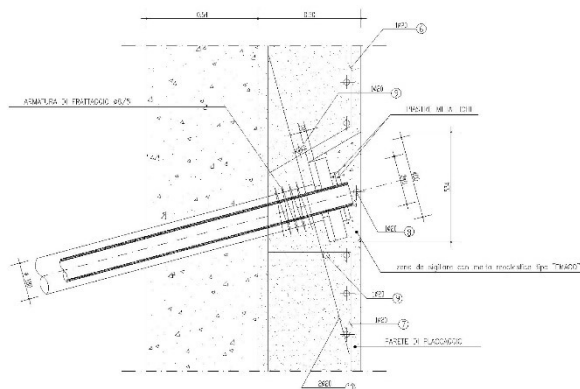


Figura 5-28. Dettaglio sezione di attacco tiranti

# RIFICA A PUNZONAMENTO E.C.2

UNI EN 1992-1-1:2005

## Materiali

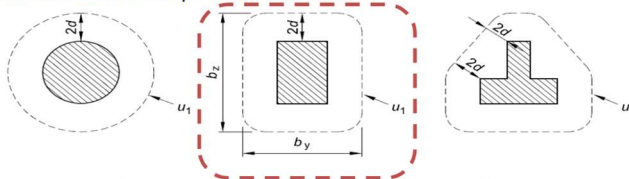
Rck [MPa] =	35
fck [MPa] =	29.05
fc d [MPa] =	16.46 (c.a. $\gamma_c=1,5$ )
$\nu = 0,6[1-f_{ck}/250]$ =	0.53
Acciaio	B450C
fywd [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1,15$ )

## Dati geometrici

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



u0 [mm] =	1600 perimetro critico sul pilastro
u1 [mm] =	4238 perimetro critico di punzonamento
$\beta$	1.15 Coefficiente di eccentricità di carico (1.00-1.15-1.40-1.50)

## - Verifiche di resistenza sul perimetro del pilastro

$V_{Ed}$ [kN] =	131.00 Forza di taglio sollecitante
$v_{Ed}$ [MPa] =	0.45 $= \beta V_{Ed}/u_0 d$
$v_{Rd,max} = 0,5 v_{fd}$ [MPa] =	4.36
Verifica: $v_{Rd,max} > v_{Ed}$	Verificato

## - Verifiche di resistenza per solo cls sul perimetro a 2d

$A_{s,x}$ [mm <sup>2</sup> ] =	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione x
$A_{s,y}$ [mm <sup>2</sup> ] =	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione y
$\rho_{1x} = A_{s,x}/[(A+3dx/2)d]$	0.4506% Rapporto geometrico d'armatura in direzione x
$\rho_{1y} = A_{s,y}/[(B+3dy/2)d]$	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] =	131.00 Forza di taglio sollecitante
$v_{Ed}$ [MPa] =	0.17 $= \beta V_{Ed}/(u_1 d)$
$v_{Rd,c}$ [MPa] =	0.56 $= C_{Rd,c} k(100r_1 f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$
Verifica: $v_{Rdc} > v_{Ed}$	Verificato



## 5.4.7 Analisi strutturale del paraghiaia

### PARAGHIAIA

#### Caratteristiche paraghiaia

$H_{\text{paragh}}$  [m] = 1.47  
 $B_{\text{paragh}}$  [m] = 0.40

#### Caratteristiche Terreno

$\gamma$  = 20 kN/mc  
 $\Phi$  = 35 ° = 0.611 rad  
 $k_a$  = 0.27  
 $h_{\text{terreno spinta}}$  = 1.47 m

### ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

#### 1) Peso proprio

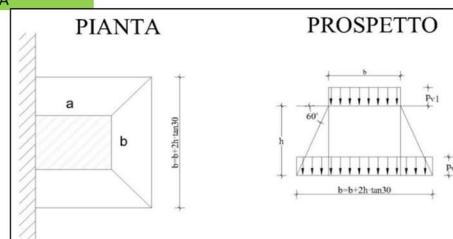
$N$  14.70 kN/m

#### 2) Spinta Terreno

$S_t$  5.86 kN/m --> spinta distribuita  
 $M_t$  2.87 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  
 $q_{1k}$  0 kN/mq

#### Impronta di Carico

$a$  2.20 m  
 $b$  3.00 m  
 $a'$  3.05 m  
 $b'$  4.70 m  
v. Par. C5.1.3.3.5.1  
Circolare 21/01/2019

#### Pressioni su paraghiaia

$p_1$ (verticale) 90.91 MPa  
 $p_2$ (verticale) 41.90 MPa  
 $\sigma_1$ (orizzontale) 24.64 MPa  
 $\sigma_2$ (orizzontale) 11.35 MPa

#### Azioni

$S_{H2}$  16.69 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni  
 $S_{H1}$  9.76 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni  
 $S_H$  26.45 kN/m --> spinta totale  
 $M_{SH}$  21.83 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  
 $S_f$  30.30 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a  $L = w + 2xh_{\text{paragh}}$ )  
 $M_f$  44.55 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	15	0	0
C2	0	6	3
C3.1	0	26	22
C3.2	300	30	45

#### 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]	15	420	15	315	15	15
$V_{Ed}$ [kN/m]	44	76	32	56	26	6
$M_{Ed}$ [kNm/m]	33	86	25	64	19	3

Verifica C.A. S.L.U. - File: 86T\_Verifica a flessione\_paraghiaia

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

Titolo: 86T\_Verifica paraghiaia

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3,2
2	12,32	36,8

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 420 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 86 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

acciaio an cls anni 60

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 378,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 20,79 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,892 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 2,25  
σ<sub>s,adm</sub> 0 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,2  
τ<sub>c1</sub> 0,9714

M<sub>xRd</sub> 237,2 kN m

σ<sub>c</sub> -20,79 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 378,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 25,04 ‰  
d 36,8 cm  
x 4,513 x/d 0,1226  
δ 0,7

NTC 2018					
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio					
$R_{ck}$ [MPa] =			$f_{ck}$ [MPa] =		
$f_c$ [MPa] =	20.79	da indagini			
$f_{ctk}$ [MPa] =					
$f_{ctd}$ [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$ )			
$f_y$ [MPa] =	378.30	da indagini			
Condizione di verifica					
$H$ [mm] =	400	Altezza della sezione			
$c_{min}$ [mm] =	25	Ricoprimento minimo			
$\phi_{staffe}$ [mm] =	0	Diametro staffe			
$\phi_{long}$ [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 $\leq 2$			
$A_{sl}$ [mmq] =	1231.50	Area armatura longitudinale in trazione			
$\rho_l$ =	0.0033	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$			
$v_{min}$ =	0.3654	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$			
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] =	4.16	Tensione massima in compressione utilizzabile			
$\sigma_{cp}$ [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] =	146.45	Resistenza di calcolo			
$V_{R,min}$ [kN] =	134.47	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$			
$V_{Rd}$ [kN] =	146.45	Resistenza di progetto			
$V_{Sdu}$ [kN] =	76.00	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

## 6 ANALISI STRUTTURALE DEL MURO D'ALA LATO NORD 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.

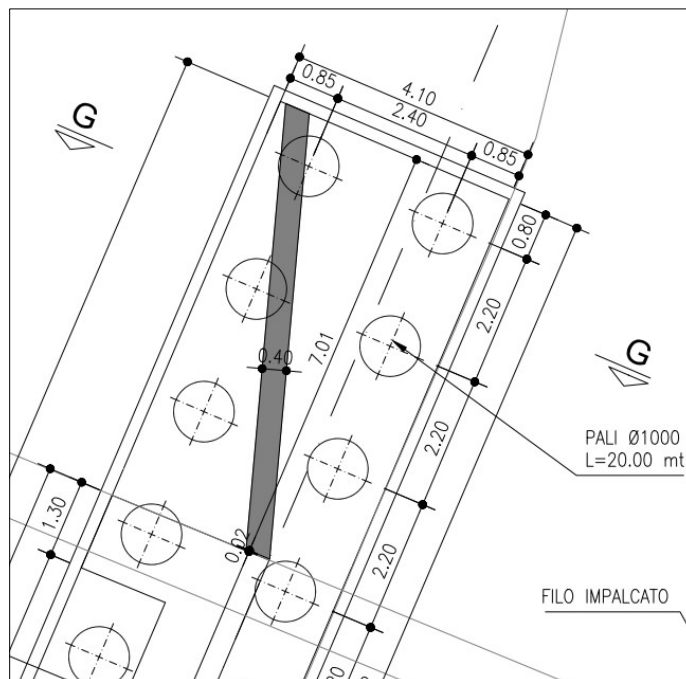


Figura 6-1. Posizione planimetrica del muro d'ala lato Bologna – Allargamento Nord

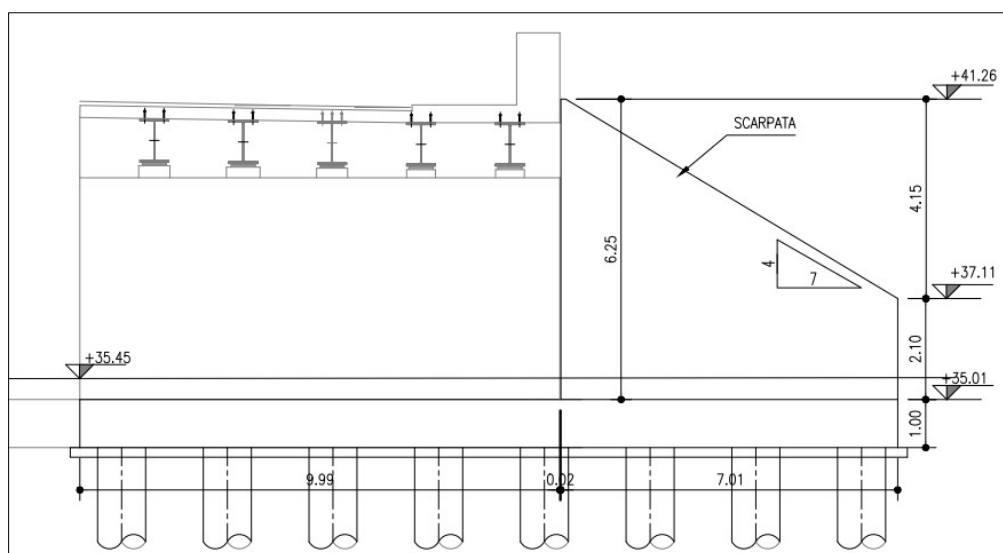


Figura 6-2. Prospetto del muro d'ala lato Bologna – Allargamento Nord

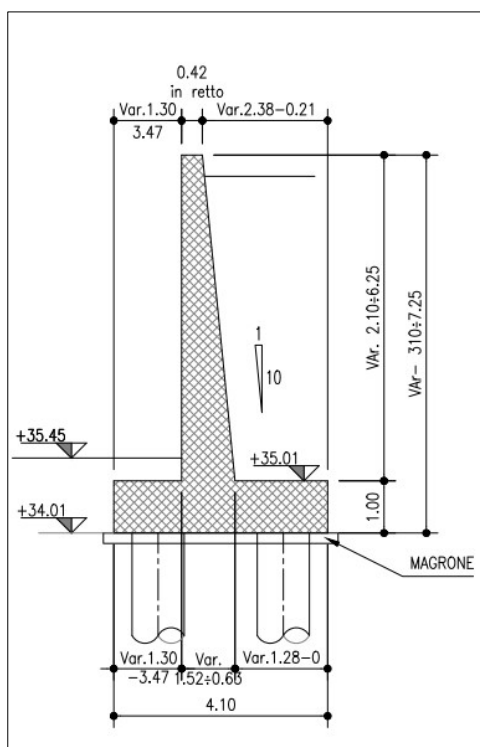
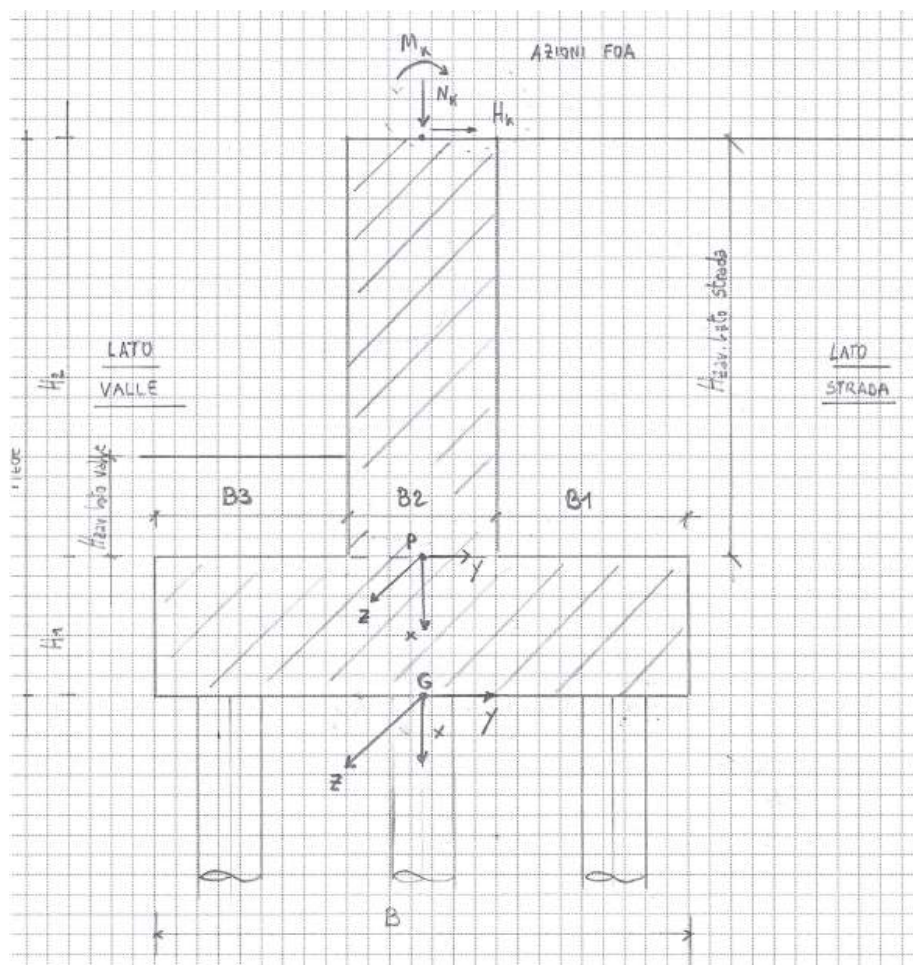


Figura 6-3. Sezione trasversale del muro d'ala lato Bologna – Allargamento Nord

Caratteristiche geometriche								
	B1 [m]	B2 [m]	B3 [m]				H <sub>av</sub> [m]	H <sub>av</sub> [m]
B [m]	(lato strada)	(paramento)	(lato valle)	H <sub>tot</sub> [m]	H1 [m]	H2 [m]	lato strada	lato valle
4.10	1.45	1.46	1.19	7.25	1.00	6.25	6.25	0.45
Caratteristiche terreno								
Parametro	spingente							
γ [kN/m <sup>3</sup> ]	20							
φ [°]	35							

Figura 6-4. Dimensioni geometriche muro d'ala



*Figura 6-5. Sistema di riferimento*

## 6.1.2 Analisi strutturale del paramento

### 6.1.2.1 Analisi dei carichi

<b>(C1): Pesi propri - strutturali e non</b>						
<b>Descrizione</b>	<b><math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b><math>R_x</math> [kN/m]</b>	<b><math>x_p</math> [m]</b>	<b><math>y_p</math> [m]</b>	<b><math>M_z</math> [kNm/m]</b>	
Paramento c.a.	25	228.13	-3.13	0.00	0.00	
FOA		0.00	-6.25	0.00	0.00	
Totale		<b>228</b>				<b>0</b>
<b>(C3): Spinta delle terre - riposo</b>						
		$H_{SPINTA}$ [m]	6.25			
<b>Comb.</b>	<b><math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b><math>\varphi</math> [°]</b>	<b><math>k_0</math></b>	<b><math>R_y</math> [kN/m]</b>	<b><math>x_p</math> [m]</b>	<b><math>M_z</math> [kNm/m]</b>
M1	20	35	0.43	<b>-166.57</b>	-2.08	<b>347.02</b>
<b>(C4): Sovraccarico accidentale</b>						
		$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20			
<i>Componente orizzontale - a riposo</i>						
<b>Comb.</b>	<b><math>R_y</math> [kN/m]</b>	<b><math>x_p</math> [m]</b>	<b><math>M_z</math> [kNm/m]</b>			
M1	<b>-53.30</b>	-3.13	<b>166.57</b>			
<i>Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare</i>						
<b>Descrizione</b>	<b><math>R_x</math> [kN/m]</b>	<b><math>R_y</math> [kN/m]</b>	<b><math>x_p</math> [m]</b>	<b><math>y_p</math> [m]</b>	<b><math>M_z</math> [kNm/m]</b>	
FOA	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	-6.25	0.00	<b>0.00</b>	
<b>(C5): Urto veicolo in svio</b>						
<b><math>H_k</math> [kN]</b>	<b><math>H_{URTO}</math> [m]</b>	<b><math>B_{diff}</math> [m]</b>	<b><math>R_y</math> [kN/m]</b>	<b><math>x_p</math> [m]</b>	<b><math>M_z</math> [kNm/m]</b>	
0	0.00	10.00	<b>0.00</b>	-6.25	<b>0.00</b>	
<i>(da piano stradale)</i>						
<b>(C6): Azione del vento</b>						
		$p_{VENTO}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0.00			
<b>Descrizione</b>	<b><math>R_x</math> [kN/m]</b>	<b><math>R_y</math> [kN/m]</b>	<b><math>x_p</math> [m]</b>	<b><math>y_p</math> [m]</b>	<b><math>M_z</math> [kNm/m]</b>	
FOA	0.00	0.00	-6.25	0.00	0.00	
Muro redirettivo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Totale	<b>0</b>	<b>0</b>			<b>0</b>	
<b>(C7): Azione della neve</b>						
<b><math>R_x</math> [kN/m]</b>	<b><math>y_p</math> [m]</b>	<b><math>M_z</math> [kNm/m]</b>				
<b>0.00</b>	0.00	<b>0.00</b>				



(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non				$k_h$	0.3445		
				$k_v$	0.17225		
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione		$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$y_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]	
Paramento c.a.		-39.29	-78.59	-3.13	0.00	245.59	
Zavorra lato strada		0.00	-62.44	-3.13	1.33	195.13	
FOA		0.00	0.00	-6.25	0.00	0.00	
Totale		-39	-141			441	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$y_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]	
Paramento c.a.		39.29	-78.59	-3.13	0.00	245.59	
Zavorra lato strada		0.00	-62.44	-3.13	1.33	195.13	
FOA		0.00	0.00	-6.25	0.00	0.00	
Totale		39	-141			441	
(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]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.60	-105.86	-194.12	-88	-3.13	276
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_p$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.47	-105.86	-216.36	-111	-3.13	345

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

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	228	0	0	0	0	0	0	-167	347	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	-53	167	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	C7			CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)		
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-39	-141	441	39	-141	441	0	-88	276
RISULTANTI	CS2 (+kv)											
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]									
A1+M1+R3	0	-111	345									

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

### 6.1.2.2 Combinazioni di calcolo

DESCRIZIONE	FOND. - VENTO DOM.		FOND. - TRAFF. DOM.		ECCEZIONALE	RARA		FREQ. V. DOM.	FREQ. T. DOM.	Q-P		SISMICA	
COMBINAZIONE	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	ECC_1	SLE_1_RARA	SLE_1_RARA	SLE_1_FREQ.	SLE_1_FREQ.	SLE_1_QP	SLE_2_QP	SISM_1	SISM_2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4 - vert.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4 - oriz.	1.13	1.13	1.50	1.50	0.20	1.00	0.75	0.20	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4 - FOA	1.13	1.13	1.50	1.50	0.20	1.00	0.75	0.20	0.75	0.20	0.00	0.20	0.20
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.50	1.50	0.90	0.90	0.00	0.60	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	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 (+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	1.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Figura 6-8. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica paramento

### 6.1.2.3 Sollecitazioni risultanti

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 <sub>Ed</sub>	228	297	228	297	228	228	228	228	228	228	228	189	267	[kN/m]
V <sub>Ed</sub>	-277	-277	-296	-296	-177	-220	-207	-177	-207	-177	-177	-407	-429	[kN/m]
M <sub>Ed</sub>	639	639	701	701	380	514	472	380	472	380	380	1097	1166	[kNm/m]

Figura 6-9. Sollecitazioni risultanti di calcolo nella sezione di incastro del paramento

### 6.1.2.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø20/10 cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20 cm
- Armatura trasversale: 1Ø16/20 cm
- Spilli: 1Ø12/40x40 cm

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

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 86T - Muro d'ala

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

TITOLO : 86T - Muro d'ala

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6,6
2	31,42	113,1

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

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	228	kN
M <sub>Ed</sub>	472	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C28/35
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 15,87
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 11
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6667
	τ <sub>c1</sub> 1,971

M<sub>xRd</sub> 1.443 kN m

σ<sub>c</sub> -15,87 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3,5 ‰

ε<sub>s</sub> 41,27 ‰

d 113,1 cm

x 8,842 x/d 0,07818

δ 0,7

#### Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
$R_{ck}$ [MPa] =	40		$f_{ck}$ [MPa] =	32
$f_{cd}$ [MPa] =	18.13	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ctk}$ [MPa] =	2.12			
$f_{ctd}$ [MPa] =	1.41	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ywd}$ [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$ )		
Verifica del conglomerato				
H [mm] =	1300	Altezza della sezione		
d [mm] =	1234	Altezza utile della sezione		
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0		
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633	
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
$V_{Rcd}$ [kN] =	3472.04	Resistenza a compressione bielle		
		$= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$		
Verifica dell'acciaio				
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ] =	282.74	Ø12/40	area staffe	
s [mm] =	400		passo staffe	
$V_{Rsd}$ [kN] =	768.03	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
$V_{Rd}$ [kN] =	768.03	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$		
$V_{Sdu}$ [kN] =	429.00	Sollecitazione di progetto SLU		
Verificato				

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

Paraghiaia - Sezione di incastro con paramento						
<b>Caratteristiche meccaniche dei materiali</b>						
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	28 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm <sup>2</sup>
		$E_c =$	32308	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>						
B =	1000	mm base		n.	$\phi$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
H =	1200	mm altezza	Monte	10	20	3142
c =	40	mm coprifer.				-
$N_{Ed}$ positivo di compressione			Valle	5	20	1571
$M_{Ed}$ positivo se tende le fibre inferiori della sezione						-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					$\Sigma$	4712 mm <sup>2</sup>
<b>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</b>						
<b>Flessione</b>						
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
SLU	incastro paramento	189.00	1166.00	429.00	1443.00	1.24
<b>Taglio</b>						
$\phi_{staffe} =$	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]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
SLU-2	incastro paramento	417.9	768.03	3472.04	768.03	1.79
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio</b>						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm <sup>2</sup>		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm <sup>2</sup>		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
RARA	incastro paramento	228.00	514.00	3.39	124.40	
QP	incastro paramento	228.00	380.00	2.52	83.96	
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</b>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	222	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
FREQ	incastro paramento	228.00	472.00	3.12	111.70	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm		
		$\sigma_s =$	182	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	228.00	380.00	2.52	83.96	

## 6.1.3 Analisi strutturale del plinto di fondazione

### 6.1.3.1 Analisi dei carichi

(C1): Pesì propri - strutturali e non						
Descrizione		$\gamma$ [kN/m3]	$R_x$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione c.a.		25	102.50	-0.50	0.00	0.00
Paramento c.a.		25	228.13	-4.13	-0.13	29.66
Zavorra lato valle		20	10.71	-1.23	-1.46	15.58
FOA			0.00	-7.25	-0.13	0.00
Totale			341			45
(C2): Zavorra stabilizzante						
Descrizione		$\gamma$ [kN/m3]	$R_x$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra lato strada		20	181.25	-4.13	1.33	-240.16
(C3): Spinta delle terre - riposo			$H_{SPINTA}$ [m]	7.25		
Comb.	$\gamma$ [kN/m³]	$\varphi$ [°]	$k_0$	$R_y$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	20	35	0.43	-224.14	-2.42	541.67
(C4): Sovraccarico accidentale			$q$ [kN/m²]	20		
Componente verticale						
$R_x$ [kN/m]	$y_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]				
29.00	1.33	-38.43				
Componente orizzontale - a riposo			$H_{SPINTA}$ [m]	7.25		
Comb.	$R_y$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]			
M1	-61.83	-3.63	224.14			
Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare						
Descrizione		$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
FOA		0.00	0.00	-7.25	-0.13	0.00
(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	0.00	10.00	0.00	-7.25	0.00	
(da piano stradale)						
(C6): Azione del vento			$p_{VENTO}$ [kN/m²]	0.00		
Descrizione		$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
FOA		0.00	0.00	-7.25	-0.13	0.00
Muro redirettivo		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Totale		0	0			0
(C7): Azione della neve						
$R_x$ [kN/m]	$y_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]				
0.00	-0.13	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.		-17.66	-35.31	-0.50	0.00	17.66	
Paramento c.a.		-39.29	-78.59	-4.13	-0.13	319.07	
Zavorra lato valle		-1.84	0.00	-1.23	-1.46	-2.68	
Zavorra lato strada		-31.22	-62.44	-4.13	1.33	298.93	
FOA		0.00	0.00	-7.25	-0.13	0.00	
Totale		-90	-176			633	
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.		17.66	-35.31	-0.50	0.00	17.66	
Paramento c.a.		39.29	-78.59	-4.13	-0.13	329.29	
Zavorra lato valle		1.84	0.00	-1.23	-1.46	2.68	
Zavorra lato strada		31.22	-62.44	-4.13	1.33	216.20	
FOA		0.00	0.00	-7.25	-0.13	0.00	
Totale		90	-176			566	
(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]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.60	-142.44	-261.20	-119	-3.63	431
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.47	-142.44	-291.13	-149	-3.63	539

Figura 6-10. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Sottostruttura (punto G)

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	341	0	45	181	0	-240	0	-224	542	29	0	-38
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	-62	224	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	C7			CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)		
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-90	-176	633	90	-176	566	0	-119	431
RISULTANTI	CS2 (+kv)											
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]									
A1+M1+R3	0	-149	539									

Figura 6-11. Sollecitazioni risultanti caratteristiche nel baricentro della fondazione (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 <sub>y</sub> )	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 <sub>y</sub> )	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 <sub>y</sub> )	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 <sub>y</sub> )	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
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.00	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
C4 - oriz.	0.20	0.20	0.75	0.75	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
C5	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
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-k <sub>y</sub> )	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+k <sub>y</sub> )	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
CS2 (-k <sub>y</sub> )	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+k <sub>y</sub> )	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00

Figura 6-12. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica fondazione

### 6.1.3.3 Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione

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 <sub>Ed</sub>	523	625	712	523	625	723	523	528	523	544	523	552
V <sub>Ed</sub>	-361	-361	-361	-384	-384	-384	-237	-237	-271	-271	-286	-286
M <sub>Ed</sub>	761	775	660	845	859	729	392	384	515	486	571	532

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 <sub>Ed</sub>	523	528	523	544	523	528	433	438	613	618
V <sub>Ed</sub>	-237	-237	-271	-271	-237	-237	-532	-532	-562	-562
M <sub>Ed</sub>	392	384	515	486	392	384	1455	1447	1496	1489

Figura 6-13. Sollecitazioni risultanti di calcolo nel baricentro della fondazione (punto G)

Le sollecitazioni di calcolo, riportate nelle tabelle precedenti, sono utilizzate per l'analisi della palificata dettagliata nella relazione geotecnica allegata al progetto.

Nei capitoli successivi verrà illustrato il progetto strutturale del plinto di fondazione determinato sulla base delle massime sollecitazioni assiali agenti nei pali.

Per maggiori informazioni e dettagli, si rimanda alla relazione geotecnica.

### 6.1.3.4 Sollecitazioni nei pali di fondazione

Le massime sollecitazioni assiali agenti nei pali di fondazione sono desunte dalla relazione di calcolo geotecnica. Si riportano i grafici delle sollecitazioni assiali derivanti dalle combinazioni SLU / SLV / SLE; utilizzate per le verifiche del plinto di fondazione.

Combinazione		N <sub>Ed</sub> [kN] Trazione	N <sub>Ed</sub> [kN] Compressione
SLV	Comb. 22-19	1380	2667
SLE - RARA	Comb. 11-12	273	1568
SLE - FREQ	Comb. 15-16	208	1502
SLE - QP	Comb. 17-17	57	1347

Figura 6-14. Riepilogo sollecitazioni Pali/Micropali



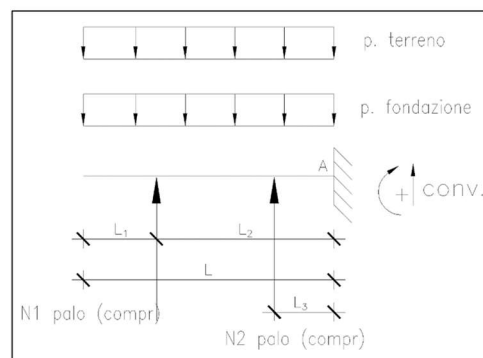
### 6.1.3.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzaterra (direzione longitudinale)

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

#### Calcolo sollecitazioni

##### 2 PALI COMPRESSI

DATI			
	h	1.00	m altezza suola
	L	3.24	m lunghezza mensola
	L <sub>1</sub>	1	m
	L <sub>3</sub>	0.9	m
	L <sub>2</sub>	2.24	m distanza tra asse palo e sezione di stacco
	i	2.20	m interasse longitudinale/distanza di diffusione
SLU	N <sub>1palo</sub>	2267	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N <sub>1palo</sub>	1568	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N <sub>1palo</sub>	1502	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N <sub>1palo</sub>	1347	kN azione di compressione del palo
SLU	N <sub>2palo</sub>	0	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N <sub>2palo</sub>	0	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N <sub>2palo</sub>	0	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N <sub>2palo</sub>	0	kN azione di compressione del palo
	h <sub>terreno</sub>	0.20	m altezza ricoprimento suola



$$V = V_G + V_t = 1$$

$$Msd(A) = Msd(max) = N_{1palo, compr} / i \times L_2 + N_{2palo, compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times V] \times (L^2)/2 = 2267kN / 2.2m \times 2.24m + 0kN / 2.2m \times 0.9m - [(1m \times 25 kN/mc + 0.2m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (3.24m^2)/2 = 2156 \text{ kNm/m}$$

$$Vsd(A) = N_{1palo, tes} / i + N_{2palo, compr} / i - [(p. fondazione + p. terreno) \times V] \times L = 2267kN / 2.2m + 0kN / 2.2m - [(1m \times 25 kN/mc + 0.2m \times 20 kN/mc) \times 1] \times 3.24m = 936 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(N \text{ max pali}) = 1030 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(max) = 1030 \text{ kN/m}$$

$$SLE - RARA \quad Msd(A) = N_{1palo, compr} / i \times L_2 + N_{2palo, compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times V] \times (L^2)/2 = 1568kN / 2.2m \times 2.24m + 0kN / 2.2m \times 0.9m - [(1m \times 25 kN/mc + 0.2m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (3.24m^2)/2 = 1444 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - FREQ. \quad Msd(A) = N_{1palo, compr} / i \times L_2 + N_{2palo, compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times V] \times (L^2)/2 = 1502kN / 2.2m \times 2.24m + 0kN / 2.2m \times 0.9m - [(1m \times 25 kN/mc + 0.2m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (3.24m^2)/2 = 1377 \text{ kNm/m}$$

$$SLE - Q.P. \quad Msd(A) = N_{1palo, compr} / i \times L_2 + N_{2palo, compr} / i \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times V] \times (L^2)/2 = 1347kN / 2.2m \times 2.24m + 0kN / 2.2m \times 0.9m - [(1m \times 25 kN/mc + 0.2m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (3.24m^2)/2 = 1219 \text{ kNm/m}$$

#### Armatura disposta

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

## Riepilogo verifiche

La tabella seguente riepiloga i risultati delle verifiche sezionali condotte sull'avanzaterra.

Soletta di fondazione - Sezione di stacco con paramento						
<b>Caratteristiche meccaniche dei materiali</b>						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	28 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm <sup>2</sup>
		$E_c =$	32308	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>						
B =	2200	mm base		n.	$\phi$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
H =	1000	mm altezza		22	22	8363
c =	40	mm coprifer.				-
$N_{Ed}$ positivo di compressione				22	22	8363
$M_{Ed}$ positivo se tende le fibre inferiori della sezione						-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					$\Sigma$	16726 mm <sup>2</sup>
<b>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</b>						
<b>Flessione</b>						
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro paramento	0.00	-2259.00	1030.00	-2897.00	1.28
<b>Taglio</b>						
$\phi_{staffe} =$	16	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	5	n° braccia	$s =$	200	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro paramento	760.02	4116.05	5037.13	4116.05	4.00
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio</b>						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm <sup>2</sup>		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm <sup>2</sup>		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
ENV-RARA	incastro paramento	0.00	-1516.00	5.00	212.80	
ENV-QP	incastro paramento	0.00	-1281.00	4.22	179.80	
<b>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</b>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.4	mm		
		$\sigma_s =$	240	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
ENV-FREQ	incastro paramento	0.00	-1445.00	4.77	202.80	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	222	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	0.00	-1281.00	4.22	179.80	

### 6.1.3.6 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera (direzione longitudinale)

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

#### Armatura disposta

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

#### Calcolo sollecitazioni e verifiche

PALO/MICROPALO TESO SLU			
DATI			
h	1	m	altezza suola
c	0.05	m	copriferro
d	0.95	m	altezza utile
d <sub>p</sub>	1	m	diametro pali
l*	0.4	m	distanza tra paramento e baricentro Palo
b	2.2	m	larghezza mensola (larghezza di diffusione)
H <sub>terreno retro</sub>	6.25	m	Altezza terreno su retrozattera
H <sub>terreno avan</sub>	0.2	m	Altezza terreno su avanzattera
b <sub>1</sub>	1.27	m	Lunghezza retrozattera
b <sub>3</sub>	2.56	m	Lunghezza avanzattera
F <sub>t</sub>	1380	kN	Forza di Trazione nel Palo
γ <sub>terreno</sub>	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso Specifico Terreno
γ <sub>CLS</sub>	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso Specifico CLS
q <sub>Stradale</sub>	20	kN/m <sup>2</sup>	Carico Stradale
ψ <sub>2j</sub>	0.2		Coeff. di combinazione sismico Carichi Stradal
ψ <sub>j0</sub>	0.4		Coeff. di combinazione frequente Carichi Strac
P.p Terreno	349	kN	Peso Proprio Terreno gravante su Retrozattera
P.p Fondazione	70	kN	Peso Proprio Fondazione gravante su Retrozat
Carico stradale	11	kN	Carico Stradale gravante su Retrozattera
F <sub>T</sub>	1810	kN	Azione Assiale a Trazione di Verifica
l**=l*+c	0.45	m	
z=d-c	0.90	m	
α=arctan(z/l**)	63.43	°	
T=F <sub>t</sub> /tanα	905	kN	
A <sub>s,min</sub>	2313	mm <sup>2</sup>	
n	22		
Φ	22	mm	
A <sub>s</sub>	8363	mm <sup>2</sup>	
Verifica tirante	OK		
P=F <sub>t</sub> /senα	2024	kN	
f <sub>cd</sub>	15.87	MPa	
Φ <sub>punt</sub> =Φ <sub>perforo</sub> *senα	0.89	m	
N <sub>rd</sub> =f <sub>cd</sub> *π*Φ <sup>2</sup> <sub>puntone</sub> /4	9969	kN	
Verifica puntone	OK		

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

Figura 6-15. Verifica Strut&Tie Retrozattera

### Verifica della sezione di incastro a fessurazione

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

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

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

dove:

- $A_{s,min}$  area minima di armatura nella zona tesa;
- $A_{ct}$  area tesa di calcestruzzo;
- $f_{ct,eff}$  valore medio della resistenza a trazione pari a  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ;
- $K$  coefficiente che per sezioni di altezza  $h > 800$  mm vale 0,65;
- $K_c$  coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione di tensione derivante dalle sollecitazioni esterne, per flessione vale 0,4;
- $\sigma_s$  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			
$\sigma_s$	160	MPa			
K	0.65	per $h > 800$ mm			
Kc	0.4	per flessione			
suola di fondazione					
h (mm)	1000	h/2 (mm)	500		
B (mm)	7370				
armatura trasversale inferiore					
armatura principale			armatura di ordine 2		
$\Phi$ (mm)	n	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	n	passo (mm)
22	74	100	0	37	200
B (mm)	$A_{ct}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{disp}$ (mm <sup>2</sup> )	VERIFICA	
7370	3685000	16976	28016	OK	

Figura 6-16. Verifica Armatura Minima per controllo Fessurazione