

## 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

84T-SOTTOVIA -VIA DELL'ARCOVEGGIO 13+478

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	O06	ST084	00000	R	S T R	0723	-2	SCALA -

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

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

## Sommar

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>7</b>
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’OPERA	8
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
1.3	CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE	14
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	16
1.4.2	Strutture esistenti	19
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	64
1.5.1	Terreno di rilevato	64
1.5.2	Terreno di fondazione	64
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	66
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	68
1.8	CONVENZIONI GENERALI	69
1.8.1	Unità di misura	69
<b>2</b>	<b>IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI</b>	<b>70</b>
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	70
2.1.1	Modellazione strutturale	70
2.1.2	Fasi di analisi	70
2.1.3	Fasi di costruzione	70
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione	71
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante	71
2.1.6	Sezioni di verifica	73
2.1.7	Metodologia di verifica	73
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE	75
2.2.1	Modellazione strutturale	75
2.2.2	Fasi di analisi	75
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	75
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante	75
2.2.5	Sezioni di verifica	75
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	76
2.3.1	Descrizione generale	76
2.3.2	Sezioni di verifica	76
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche	76
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche	77
2.3.5	Metodologia di verifica	78
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	78
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	79
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	79
<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>82</b>
3.1	PREMESSA	82
3.2	CARICHI AGENTI SULL’IMPALCATO	82
3.2.1	Carichi agenti sull’impalcato in fase 1	82
3.2.2	Carichi agenti sull’impalcato in fase 2	83
3.2.3	Carichi agenti sull’impalcato in fase 3	85
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	97
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	97
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali	97
3.3.3	Spinta del terreno	97

3.3.4	Sovraccarico accidentale.....	98
3.3.5	Urto da veicolo in svio su pile.....	98
3.4	AZIONE SISMICA.....	98
<b>4</b>	<b>ANALISI IMPALCATO .....</b>	<b>99</b>
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE .....	99
4.1.1	Analisi strutturale.....	99
4.1.2	Verifiche .....	102
4.2	IMPALCATO ESISTENTE .....	111
4.2.1	Analisi strutturale.....	111
4.2.2	Verifiche .....	112
<b>5</b>	<b>ANALISI SPALLE .....</b>	<b>123</b>
5.1	DESCRIZIONE GENERALE .....	123
5.2	CRITERI DI MODELLAZIONE .....	124
5.2.1	Strutture di nuova realizzazione .....	124
5.2.2	Strutture esistenti .....	124
5.3	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE) .....	126
5.3.1	Geometria di verifica.....	126
5.3.2	Analisi dei carichi .....	129
5.3.3	Combinazioni di calcolo.....	135
5.3.4	Modello di calcolo .....	136
5.3.5	Verifiche strutturali spalla.....	138
5.3.6	Analisi strutturale del paraghiaia .....	159
5.3.7	Analisi strutturale del muro di risvolto.....	162
5.3.8	Analisi strutturale del baggioio.....	165
5.3.9	Analisi strutturale della sottofondazione (micropali).....	166
5.4	SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE) .....	169
5.5	SPALLE ORIGINARIE LATO SUD (ESISTENTE) .....	171
5.5.1	Geometria di verifica.....	174
5.5.2	Analisi dei carichi .....	177
5.5.3	Combinazioni di calcolo.....	180
5.5.4	Modello di calcolo .....	182
5.5.5	<b>Analisi strutturale del paraghiaia.....</b>	<b>191</b>
5.5.6	Verifica tiranti .....	194
<b>6</b>	<b>ANALISI MURI D’ALA.....</b>	<b>198</b>
6.1	DESCRIZIONE GENERALE .....	198
6.2	MURI D’ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA NORD (NUOVA REALIZZAZIONE) .....	199
6.2.1	Geometria di verifica.....	199
6.2.2	Caratterizzazione azione sismica .....	199
6.2.3	Analisi dei carichi .....	200
6.2.4	Combinazioni di calcolo.....	200
6.2.5	Modello di calcolo .....	201
6.2.6	Analisi strutturale del paramento .....	206
6.2.7	Analisi strutturale del plinto di fondazione .....	213
6.2.8	Analisi strutturale della sottofondazione (micropali).....	223
6.3	MURI D’ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA SUD (NUOVA REALIZZAZIONE) .....	225
6.3.1	Geometria di verifica.....	225
6.3.2	Caratterizzazione azione sismica .....	225
6.3.3	Analisi dei carichi .....	226
6.3.4	Combinazioni di calcolo.....	226
6.3.5	Modello di calcolo .....	227
6.3.6	Analisi strutturale del paramento .....	232

---

6.3.7	<i>Analisi strutturale del plinto di fondazione .....</i>	239
6.3.8	<i>Analisi strutturale della sottofondazione (micropali).....</i>	245



## Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA .....	7
FIGURA 1-2. PLANIMETRIA .....	9
FIGURA 1-3. SEZIONE TRASVERSALE .....	10
FIGURA 1-4. SEZIONE LONGITUDINALE – LATO NORD .....	10
FIGURA 1-5. SEZIONE LONGITUDINALE – LATO SUD .....	10
FIGURA 1-6. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO – LATO NORD .....	11
FIGURA 1-7. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO – LATO SUD .....	11
FIGURA 1-8. PIANTA IMPALCATO AMPLIAMENTO – LATO NORD .....	11
FIGURA 1-9. PIANTA IMPALCATO AMPLIAMENTO – LATO SUD .....	12
FIGURA 1-10. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1 .....	15
FIGURA 1-11 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	20
FIGURA 1-12 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4.....	21
FIGURA 1-13 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4.....	22
FIGURA 1-14 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4.....	23
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4.....	24
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO .....	26
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO .....	27
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE .....	28
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO) .....	29
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	31
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE ...	32
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE .....	33
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DUROMETRICHE.....	33
FIGURA 1-24 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI.....	46
FIGURA 1-25 – 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
TABELLA 1-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	64
TABELLA 1-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA .....	64
TABELLA 1-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) .....	64
TABELLA 1-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A') .....	65
TABELLA 1-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	65
FIGURA 1-26. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV .....	67
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E DELLE ALIQUOTE $B_{EI}$ (FIG.4.3.1 DELLE NTC2018) .....	71
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E LUCI EQUIVALENTI $L_E$ PER LE TRAVI CONTINUE (FIG.4.3.2 DELLE NTC2018) .....	71
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018) .....	79
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018) .....	80
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018) .....	80
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI $\Psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018) .....	81
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018) .....	90
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI $Q_{IK}$ E $q_{IK}$ PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018) .....	91
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO FLETTENTE SU IMPALCATO DI PROGETTO .....	91
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMA AZIONE DI TAGLIO SU IMPALCATO DI PROGETTO .....	92
FIGURA 3-6. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018) .....	93
FIGURA 3-7. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018).....	93
FIGURA 3-8. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018) .....	94
FIGURA 3-9. MODELLAZIONE DELL'AZIONE DI URTO (FIG.5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE) .....	95
FIGURA 3-10. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018).....	96
FIGURA 3-11. DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE ( $T=0.535s$ ) .....	96
FIGURA 4-1. MODELLO FEM ESTRUSO .....	99

FIGURA 4-2. INVILUPPO Mx [TM].....	102
FIGURA 4-3. INVILUPPO Ty [T].....	102
FIGURA 4-4. INVILUPPO Mx [TM].....	103
FIGURA 4-5. INVILUPPO Ty [T].....	103
FIGURA 4-6. INVILUPPO N [T].....	103
FIGURA 4-7. INVILUPPO Mx [TM].....	104
FIGURA 4-8. INVILUPPO Ty [T].....	104
FIGURA 4-9. INVILUPPO N [T].....	104
FIGURA 4-11. INVILUPPO Mx [TM].....	112
FIGURA 4-11. INVILUPPO Ty [T].....	112
TABELLA 5-1. SPALLE - CONFIGURAZIONE.....	123
FIGURA 5-1. SPALLE - DIMENSIONI GEOMETRICHE.....	126
FIGURA 5-2. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	129
FIGURA 5-3. SPALLE - COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	135
FIGURA 5-4. SPALLE - MODELLO FEM –VISTA SOLIDA.....	136
FIGURA 5-5. SPALLE - MODELLO FEM - NUMERAZIONE NODI E ASTE.....	137
FIGURA 5-6. SPALLE - MODELLO FEM – SISTEMA DI RIFERIMENTO GLOBALE.....	137
FIGURA 5-7. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO MOMENTI SLU PARAMENTO.....	138
FIGURA 5-8. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO TAGLIO SLU PARAMENTO.....	139
FIGURA 5-9. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO AZIONE ASSIALE SLU PARAMENTO.....	139
FIGURA 5-13. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	166
FIGURA 5-14. SPALLE – ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALLE SOTTOSTRUTTURE ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	167
FIGURA 5-15. SPALLE – COMBINAZIONI ED AZIONI DI CALCOLO ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	168
FIGURA 5-16. SPALLE – SEZIONE CORPO SPALLA ALLARGAMENTO 1.....	169
FIGURA 5-17. SPALLE – SEZIONE SPALLA CARREGGIATA NORD COSI' COME RINFORZATA NEL 2004.....	170
FIGURA 5-18. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI.....	172
FIGURA 5-19. SPALLE – SEZIONE TIPO RINFORZO STRUTTURALE.....	173
FIGURA 5-20. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	177
FIGURA 5-21. SPALLE - COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	180
FIGURA 5-22. SPALLE – TABELLA FINALE AZIONI NEI TIRANTI.....	182
FIGURA 5-23. SPALLE –SOLLECITAZIONI SULLA AVANZATTEA A FILO PARAMENTO.....	188
TABELLA 6-1. MURI D'ALA - CONFIGURAZIONE.....	198
FIGURA 6-1. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - DIMENSIONI GEOMETRICHE.....	199
FIGURA 6-2. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA PARAMENTO E ZATTERA.....	200
FIGURA 6-3. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - MODELLO DI CALCOLO – NUMERAZIONE ASTE E NODI.....	201
FIGURA 6-4. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - MODELLO DI CALCOLO – VISTA SOLIDA.....	202
FIGURA 6-5. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CONDIZIONE DI CARICO C1 (SOLO CARICHI NODALI).....	202
FIGURA 6-6. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CONDIZIONI DI CARICO C2 E C3.....	203
FIGURA 6-7. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CONDIZIONI DI CARICO C4A E C4B.....	203
FIGURA 6-8. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CONDIZIONE DI CARICO C8A E C8B.....	204
FIGURA 6-9. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CONDIZIONE DI CARICO CS1 (-kV).....	204
FIGURA 6-10. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CONDIZIONE DI CARICO CS1 (+kV).....	205
FIGURA 6-11. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CONDIZIONI DI CARICO CS2 (-kV) E CS2 (+kV).....	205
FIGURA 6-12. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – MOMENTO FLETTENTE.....	206
FIGURA 6-13. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – AZIONE DI TAGLIO.....	206
FIGURA 6-14. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – AZIONE ASSIALE.....	207
TABELLA 6-2. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PARAMENTO – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	208
FIGURA 6-15. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – MOMENTO FLETTENTE.....	213
FIGURA 6-16. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – AZIONE DI TAGLIO.....	213
FIGURA 6-17. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – AZIONE ASSIALE.....	214
TABELLA 6-3. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – RETROZATTERA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	215
TABELLA 6-4. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – AVANZATTEA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	218
FIGURA 6-18. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – ANALISI DEI CARICHI AGENTI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	223
FIGURA 6-19. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – COMBINAZIONI ED AZIONI DI CALCOLO ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	224

FIGURA 6-20. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - DIMENSIONI GEOMETRICHE.....	225
FIGURA 6-21. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA PARAMENTO E ZATTERA .....	226
FIGURA 6-22. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO – NUMERAZIONE ASTE E NODI.....	227
FIGURA 6-23. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO – VISTA SOLIDA.....	228
FIGURA 6-24. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO C1 (SOLO CARICHI NODALI) .....	228
FIGURA 6-25. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONI DI CARICO C2 E C3 .....	229
FIGURA 6-26. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONI DI CARICO C4A E C4B.....	229
FIGURA 6-27. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO C8A E C8B.....	230
FIGURA 6-28. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO CS1 (-kV).....	230
FIGURA 6-29. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO CS1 (+kV) .....	231
FIGURA 6-30. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONI DI CARICO CS2 (-kV) E CS2 (+kV) .....	231
FIGURA 6-31. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – MOMENTO FLETTENTE .....	232
FIGURA 6-32. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – AZIONE DI TAGLIO .....	232
FIGURA 6-33. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – AZIONE ASSIALE .....	233
TABELLA 6-5. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	234
FIGURA 6-34. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – MOMENTO FLETTENTE .....	239
FIGURA 6-35. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – AZIONE DI TAGLIO.....	239
FIGURA 6-36. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – AZIONE ASSIALE .....	240
TABELLA 6-6. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – RETROZATTERA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	241
TABELLA 6-7. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – AVANZATTERA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	244
FIGURA 6-37. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – ANALISI DEI CARICHI AGENTI ALL’INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE .....	245
FIGURA 6-38. MURI D’ALA CARREGGIATA SUD – COMBINAZIONI ED AZIONI DI CALCOLO ALL’INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	246

## 1 INTRODUZIONE

Nel presente elaborato si riporta una sintesi delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici del sottovia autostradale esistente denominato Via dell'Arcoveggio nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 84T e ubicata indicativamente alla progressiva km 13+470.

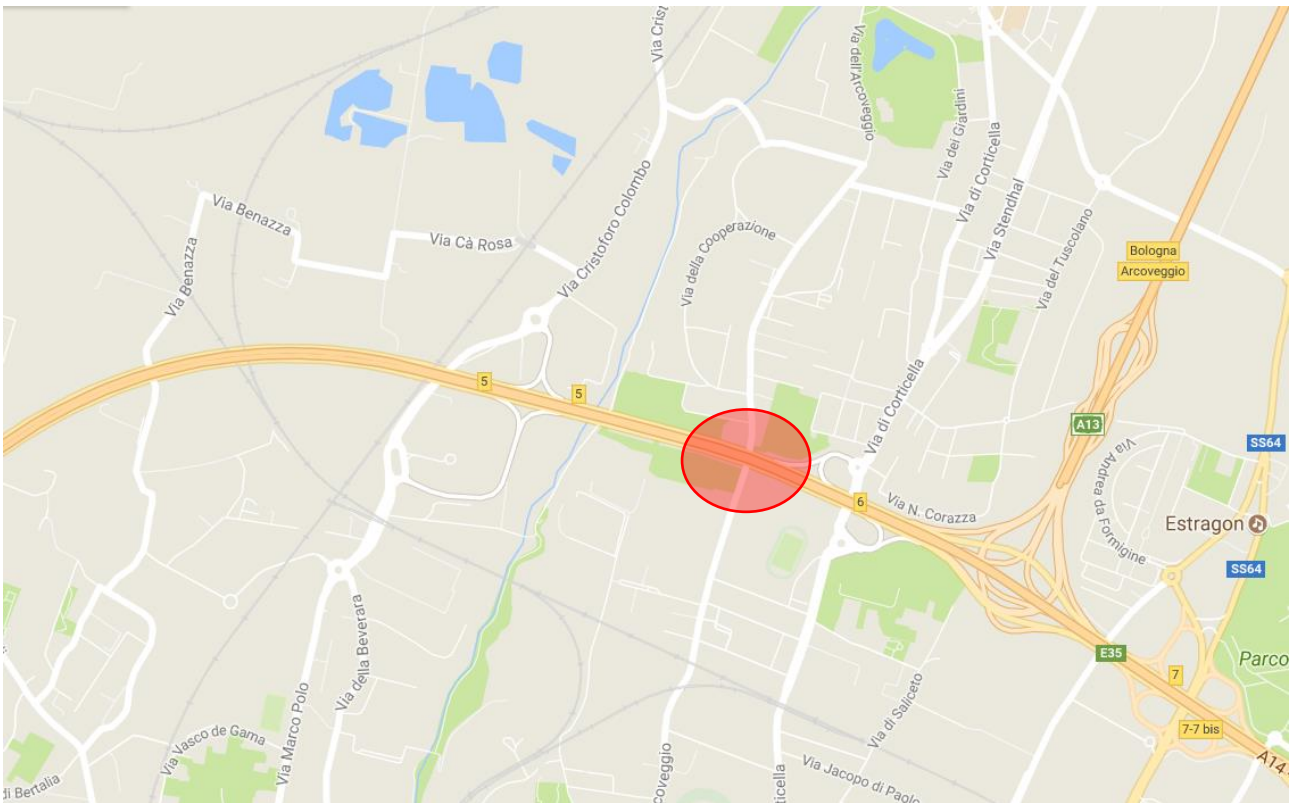


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera

## 1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La **struttura originaria** del ponte è costituita da un doppio impalcato a travi in c.a.p. a campata unica, avente luce di calcolo  $L=16.70\text{m}$  in asse travi.

L'impalcato esistente, per ogni senso di marcia, è costituito da un impalcato realizzato rispettivamente con n° 8+8 travi in c.a.p. a “doppio T” di altezza 70 cm, semplicemente appoggiate alle spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera, di spessore minimo pari a 0.20 m, per una lunghezza del ponte pari a circa 20.40 m circa (considerando le solette di transizione presenti tra impalcato e paraghiaia delle spalle). I due impalcati non sono fra loro collegati. L'impalcato originario presenta, nel suo complesso, una larghezza totale pari a circa 48.80 m con interasse tra le travi portanti pari a 3.00 m (misure in retto) ed è obliquo di circa 10° rispetto alla perpendicolare all'asse spalla.

Le spalle sono in cemento armato con fondazioni profonde costituite da pali di piccolo diametro.

L'opera è già stata oggetto di **adeguamento nel 2004** per l'ampliamento di 3.30m circa della carreggiata nord (A14 direzione Milano – carreggiata in sinistra) attraverso l'inserimento di una struttura mista in acciaio-calcestruzzo collegata all'impalcato esistente con traversi in acciaio e la soletta in c.a. gettata in opera. Tale allargamento ha interessato anche le sottostrutture di sostegno dell'impalcato.

La trave principale è in profili in acciaio saldati a “doppio T” di altezza totale 650 mm, ali 600 x 40 mm, anima 570 x 16 mm, solidarizzati alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson” di diametro 30 e 22 mm, altezza 250 mm con numero e passo variabili a seconda della zona della trave. La soletta in c.a. ha spessore strutturale 25 cm.

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

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

Le spalle in allargamento sono in cemento armato con fondazioni profonde costituite da pali di grande diametro.

Infine, sono stati inseriti nella spalla in corrispondenza della sola carreggiata interessata dall'allargamento, dei tiranti passivi costituiti da micropali sub-orizzontali allo scopo di assorbire l'azione sismica senza gravare sulle strutture esistenti.

Il **nuovo intervento di adeguamento** previsto ricalca lo schema esecutivo previsto nel precedente allargamento e prevede:

- ampliamento delle carreggiate A14 direzione Rimini e Milano rispettivamente pari a 9.13 m e 9.51 m circa, con conseguente allargamento dell'impalcato;
- allargamento delle spalle e delle relative fondazioni;
- verifica dei tiranti delle spalle esistenti ed eventuale inserimento di tiranti aggiuntivi in funzione della spinta sismica prevista dall'attuale normativa per la carreggiata direzione Milano ed inserimento di nuovi tiranti per la carreggiata direzione Rimini.

L'ampliamento verrà realizzato con il posizionamento di 5 travi metalliche per carreggiata di profilo saldato a “doppio T” di altezza totale 450 mm, ali 600 x 50 mm, anima 370 x 16 mm, solidarizzata alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson”; la soletta collaborante di spessore 25 cm verrà gettata su predalles aventi spessore 5 cm.

Il collegamento dell'impalcato nuovo con quello esistente sarà effettuato:

- collegando i traversi di testata mediante un traverso in acciaio in corrispondenza delle testate e della campata per l'allargamento della carreggiata direzione Rimini;



- collegando le solette, mediante sovrapposizione di nuove barre di armatura a quelle della soletta esistente, parzialmente demolita, per entrambe le carreggiate.

A causa della presenza dei pioli di collegamento trave-soletta del precedente allargamento, non sarà possibile demolire se non una piccola parte della soletta esistente al lembo esterno; per questo motivo, la connessione della soletta esistente con quella di ampliamento non potrà realizzare una continuità strutturale ma consentirà di ottenere un giunto in grado di assorbire le sollecitazioni di taglio, con comportamento assimilabile in prima approssimazione ad una cerniera. Tale connessione sarà ottenuta per mezzo della sovrapposizione di spezzoni delle armature esistenti e delle nuove armature attorno ad un piccolo nucleo in calcestruzzo.

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.

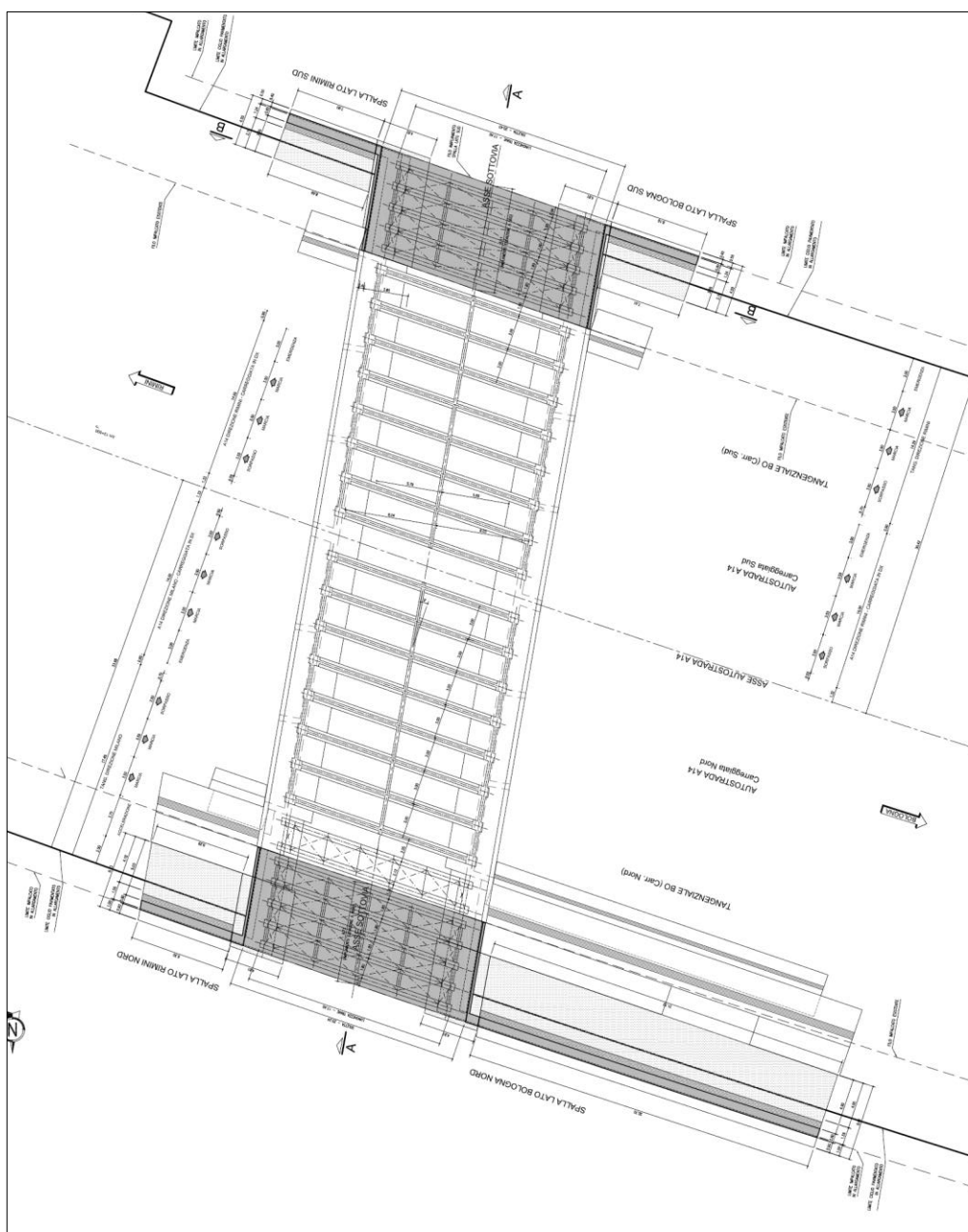


Figura 1-2. Planimetria

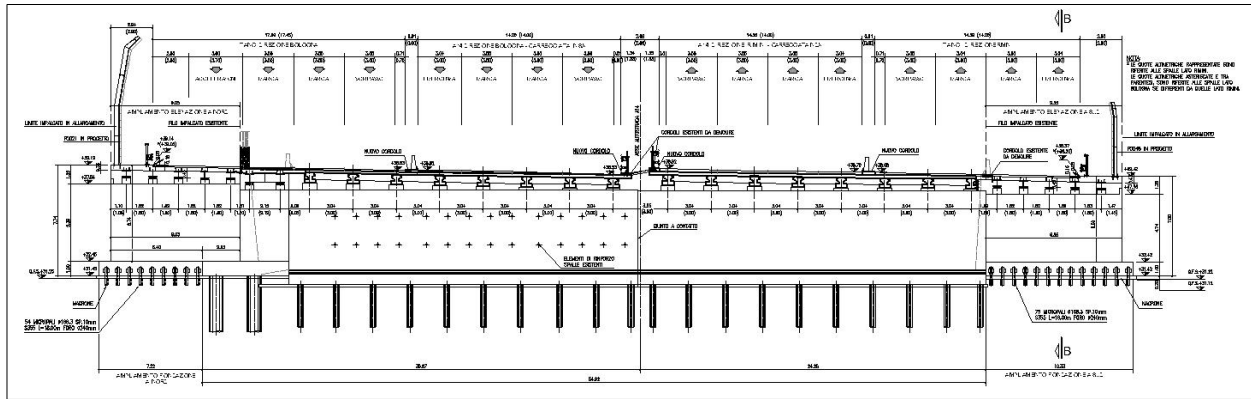


Figura 1-3. Sezione trasversale

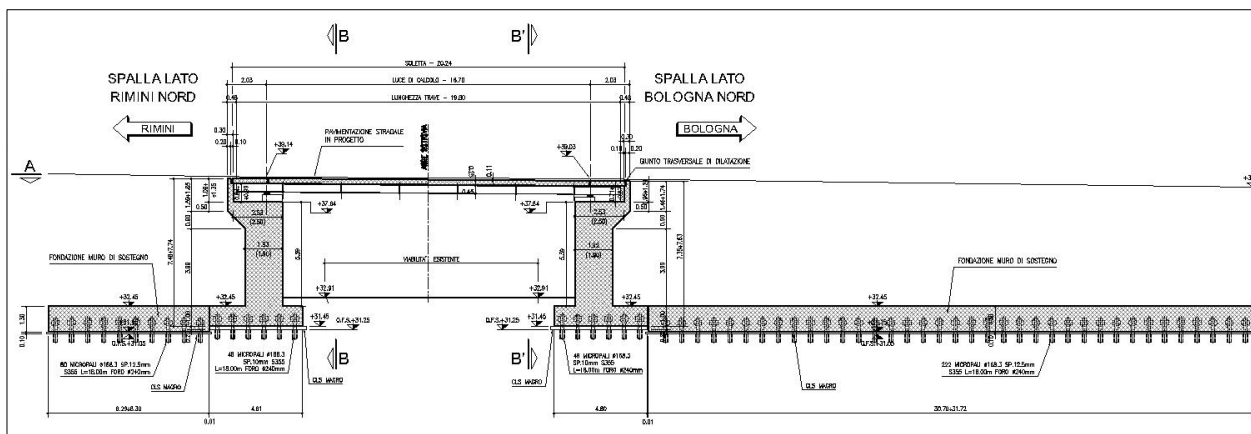


Figura 1-4. Sezione longitudinale – Lato Nord

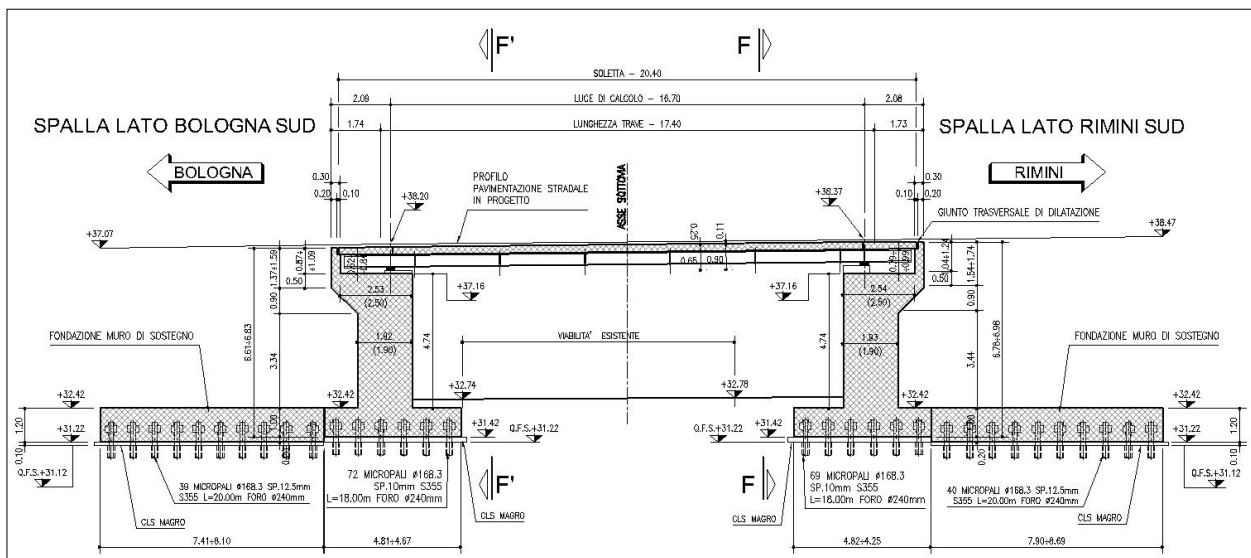


Figura 1-5. Sezione longitudinale – Lato Sud

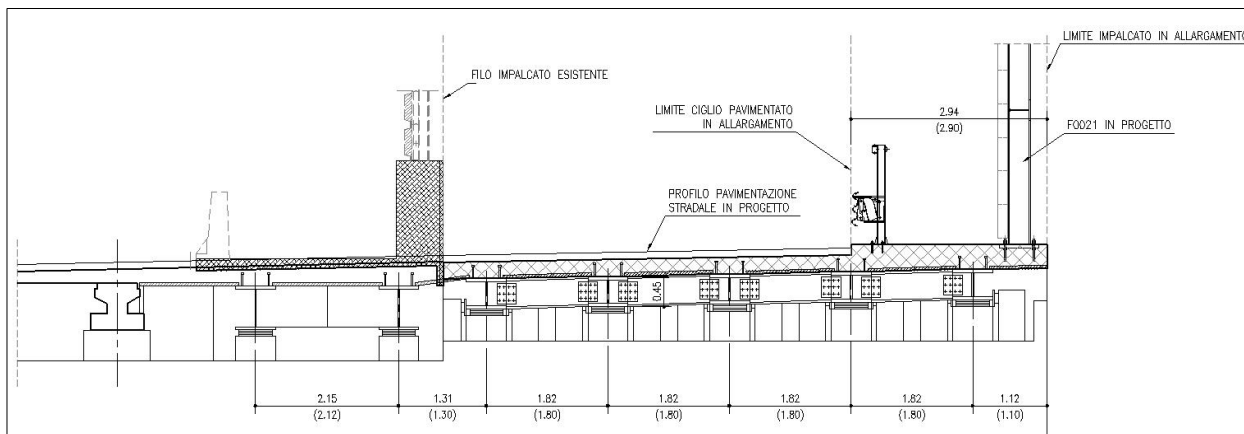


Figura 1-6. Sezione trasversale ampliamento – Lato Nord

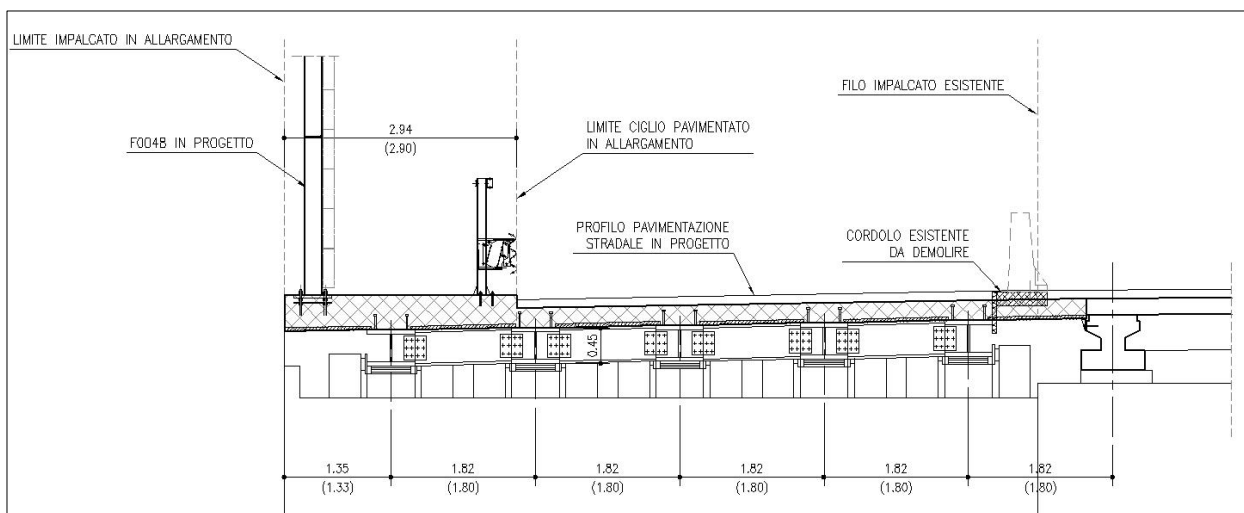


Figura 1-7. Sezione trasversale ampliamento – Lato Sud

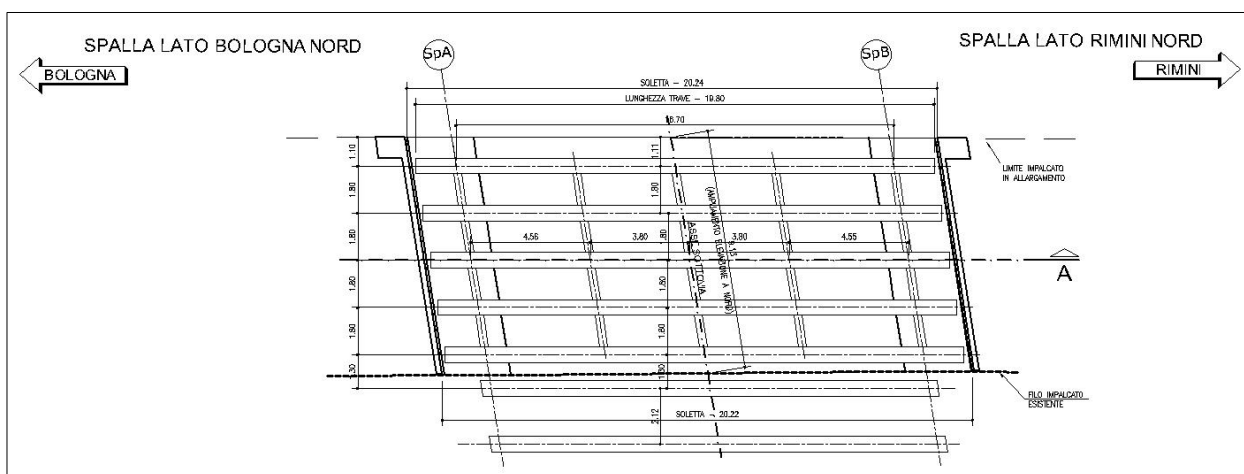


Figura 1-8. Pianta impalcato ampliamento – Lato Nord



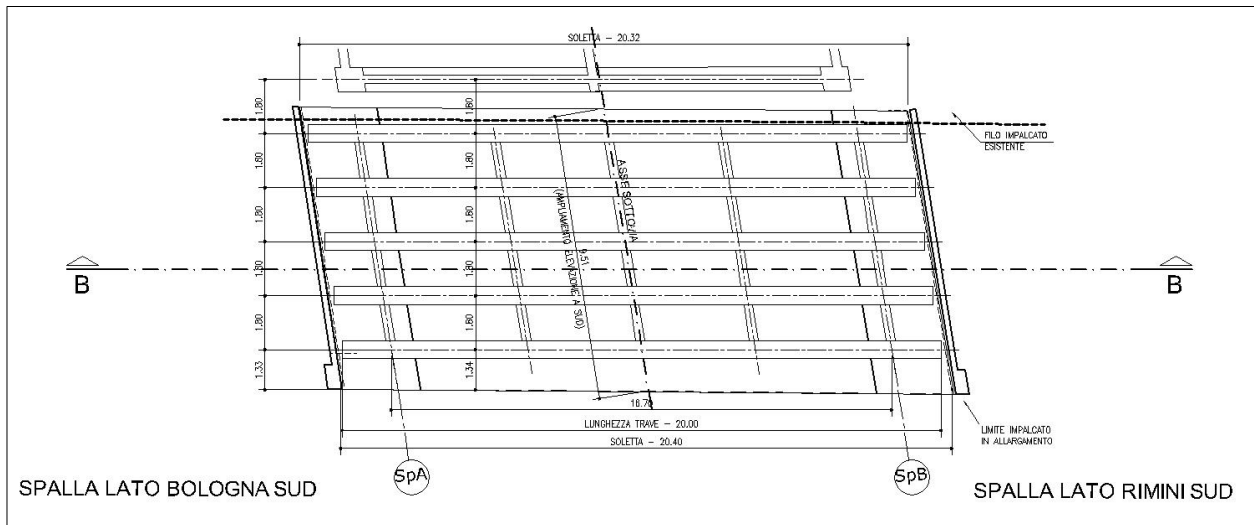


Figura 1-9. Pianta impalcato ampliamento – Lato Sud

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

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

### 1.3 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

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

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

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno 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 1-10. Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

## 1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

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

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

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

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

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

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

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

Calcestruzzo per travi c.a.p.: C45/55 (ove presente)

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(ove presente)

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

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica (ove presente)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali  $t > 40 \text{ mm}$ )

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali  $t > 40 \text{ mm}$ )

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio per travi e traversi

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  $\phi 22 \text{ mm}$  ST 37-3k

$f_{yk} = 350 \text{ MPa}$

$f_{tk} = 450 \text{ MPa}$

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**

Gli elaborati progettuali a disposizione riportano i materiali prescritti per la realizzazione delle due opere.

In particolare, per l'impalcato originario viene prescritto un calcestruzzo a dosaggio di cemento pari a 400 kg/mc ed un acciaio semiduro Aq 50/60. I valori di resistenza sono forniti nella originaria relazione di calcolo, ovvero  $f_{ym} = 320 MPa$  per l'acciaio da c.a.,  $f_{ym} = 1400 Mpa$  per l'acciaio da c.a.p. e  $f_{cm} = 40 MPa$  per il calcestruzzo.

L'impalcato di ampliamento del 2004, invece, è realizzato con materiali del tutto simili a quelli prescritti nell'ampliamento attualmente in progetto, ovvero acciaio da carpenteria metallica S355, acciaio da calcestruzzo armato B450C e calcestruzzo C28/35.

- **Sottostrutture – Impianto originario**

Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento	R730
Dosaggio	300 kg/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 20 MPa$
Tensione di sicurezza	$S_{max} = 5.0 N/mm^2$

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

Limite di snervamento	$f_{yk} \geq 320.0 MPa$
Tensione di sicurezza	$S_{max} = 160.0 N/mm^2$

- **Struttura primo ampliamento**

Calcestruzzo per soletta impalcato

Resistenza caratteristica:	$R_{ck} = 40 MPa$
----------------------------	-------------------

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

Resistenza caratteristica:	$R_{ck} = 35 MPa$
----------------------------	-------------------

Calcestruzzo per fondazioni e pali

Resistenza caratteristica	$R_{ck} = 30 MPa$
---------------------------	-------------------

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

$f_{yk} \geq 430.0 MPa$

$f_{tk} \geq 540.0 MPa$

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 C per profili saldati

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 B per profili commerciali

Resistenza di calcolo:	$f_d = 355.0 MPa$ (per spessore $t \leq 40 mm$ )
	$f_d = 315.0 MPa$ (per spessore $t > 40 mm$ )



### 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:

- 6 prelievi di carote in cls (6 prove di compressione +carbonatazione);
- 6 prelievi di barre d’armatura per prove di trazione;
- 6 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 4 prove di durezza;
- 6 indagini pacometriche.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-18-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia via Arcoveggio pk 13+470-84T – Via Arcoveggio” redatto dalla citata società “elletipi srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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

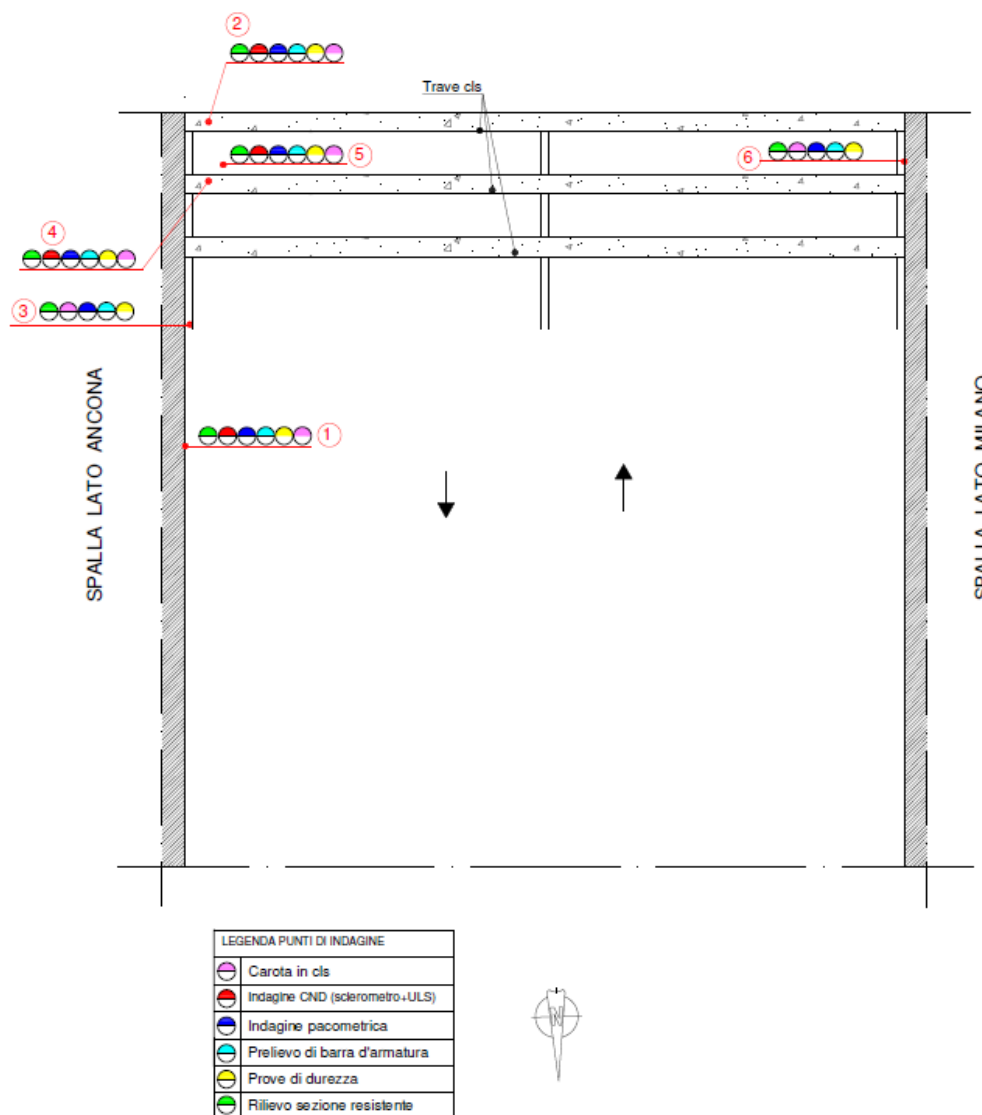


Figura 1-11 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

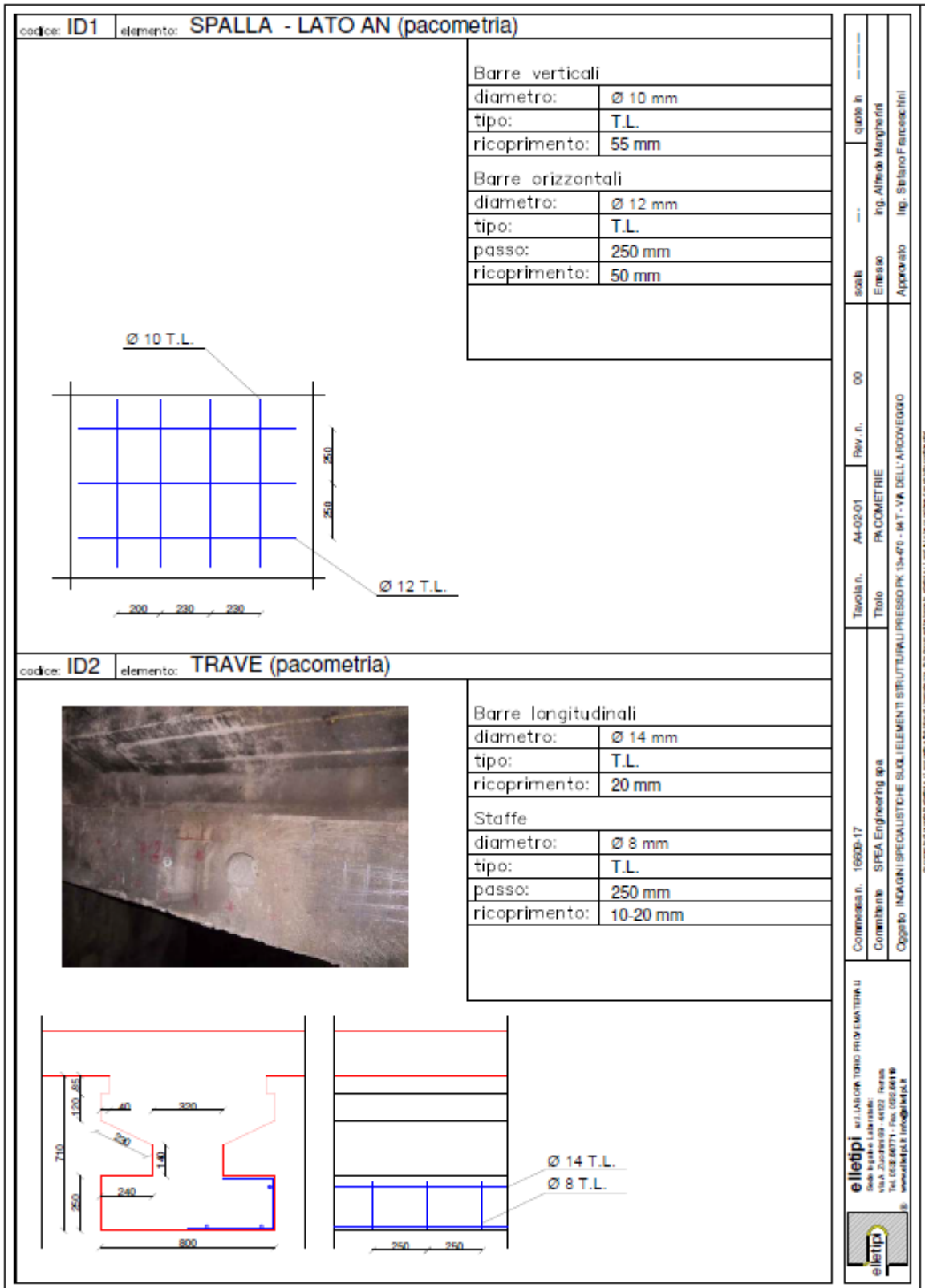


Figura 1-12 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

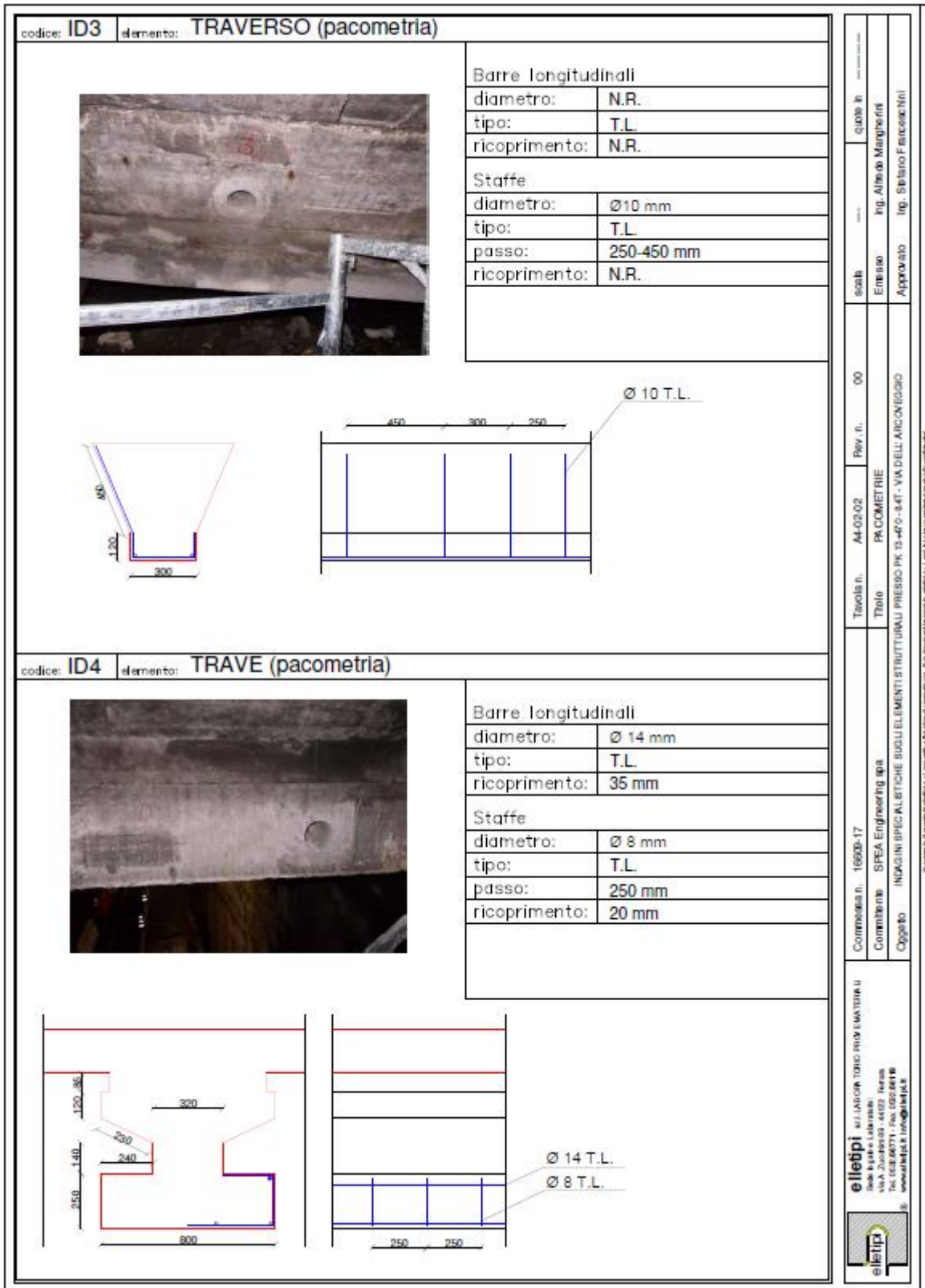


Figura 1-13 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

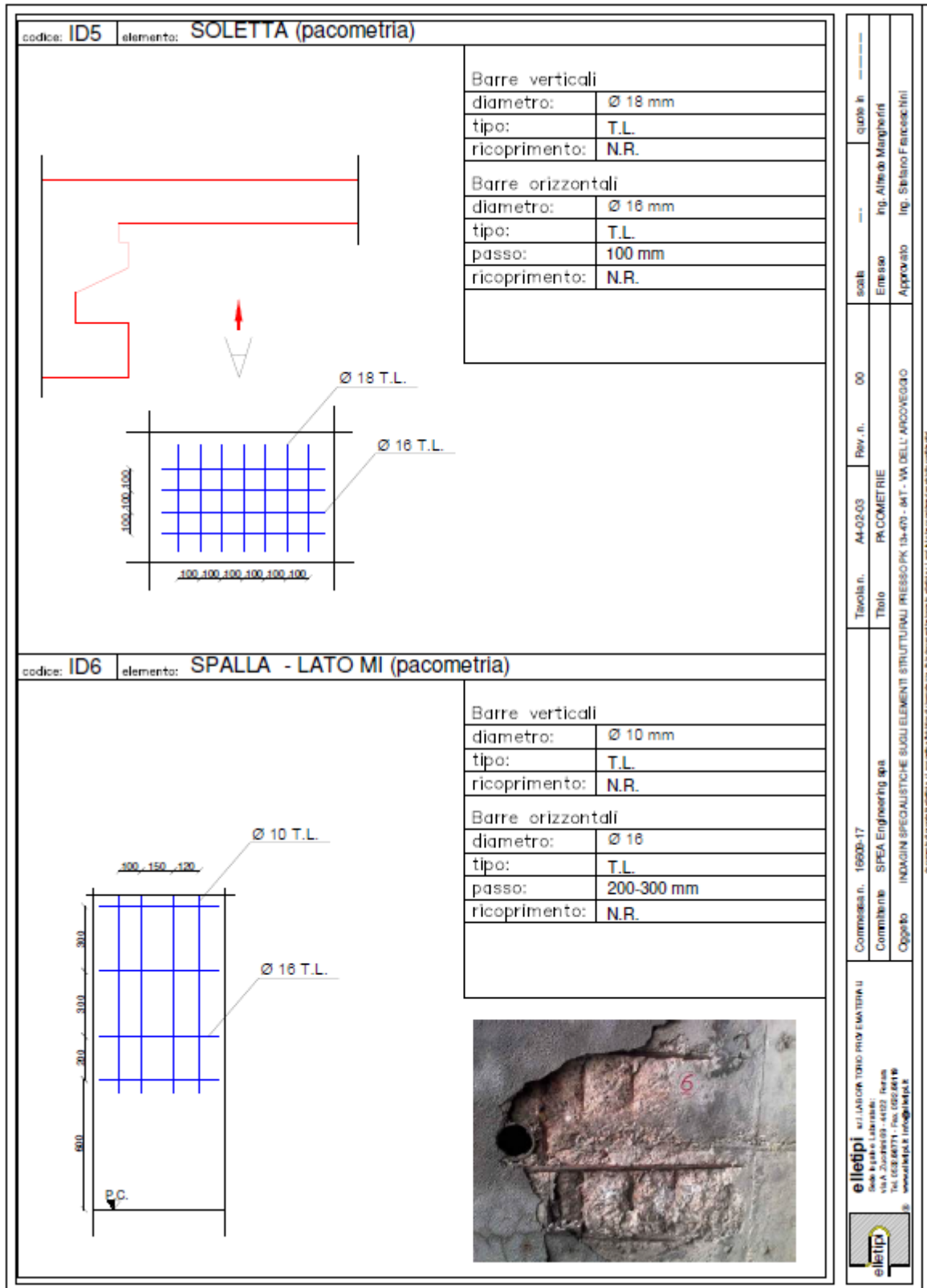


Figura 1-14 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

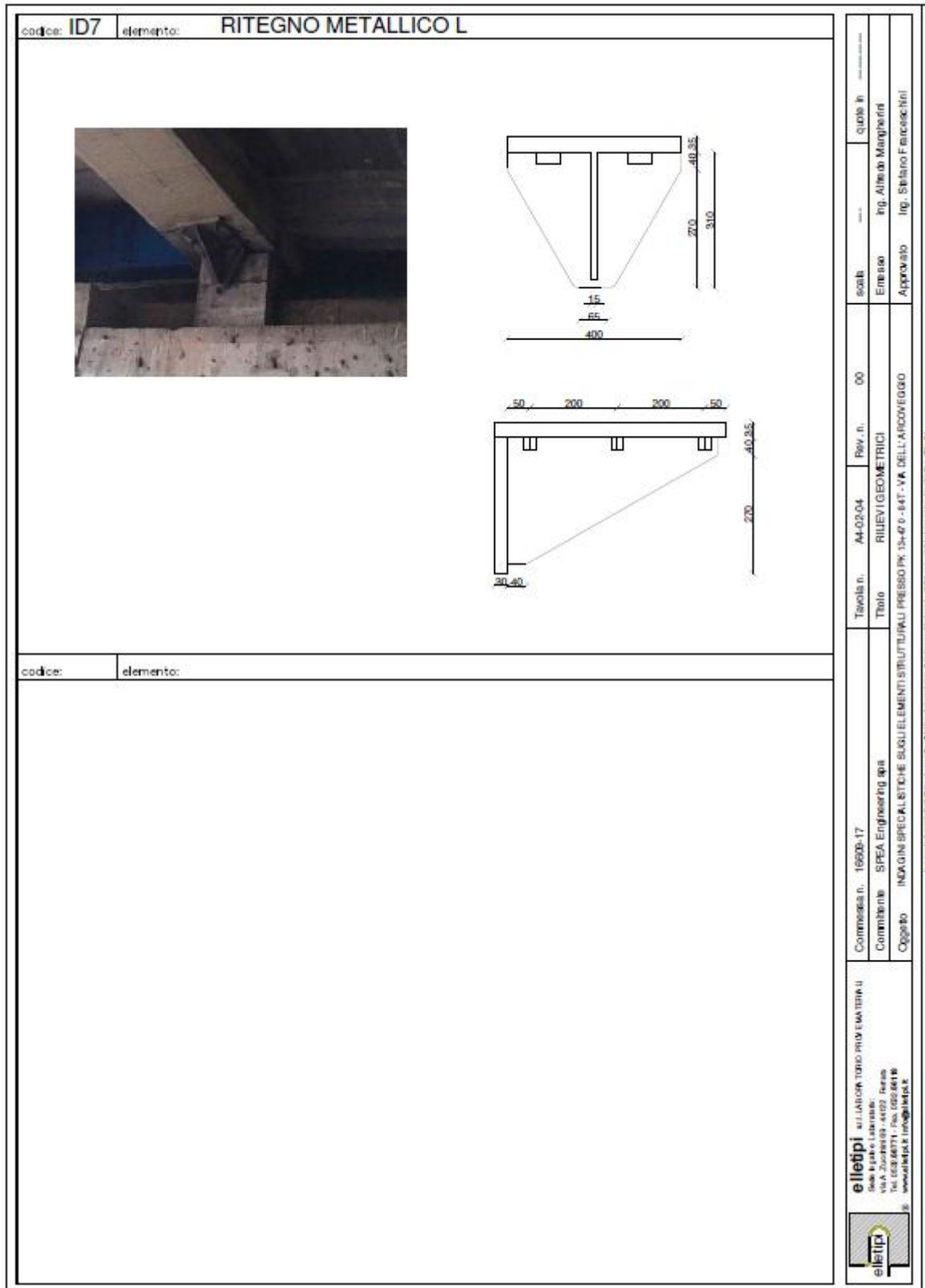


Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 4/4

**elietipi** s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0074600387  
 e-mail: info@elietipi.it, segreteria@pec.elietipi.silco.www.elietipi.it

**la sonotech**

Agente con Sistemi di Qualità certificati da Certiprofit  
 Qualità Ambiente Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 ISO 45001:2018

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 5005006 del 27/01/2015, art. 69 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7818/RTG  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 8672 del 07/09/2015, art. 69 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7818/RTG  
 Ordinanza N. 1308 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive concernente ai sensi della circ. 30520/11, DM 156/2003

**COMMITTENTE:** SPEA ENGINEERING S.P.A.  
**INDIRIZZO:** VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
**CANTIERE:** pk 13+470 - 84T VIA DELL' ARCOVEGGIO  
**COMMESSA:** 16609/17

**DATA PROVA:** 08/01/18  
**PARTE D'OPERA:** SOLETTA  
**CERTIFICATO n°:** 49331/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 23/01/18

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Becorconi, 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 5 - SILETTA	20	64.67	3402	INDIRETTA	44	44	42	43	40	46	42	44	43	42	43.0	67.1	16.6	38.8	66.6

**Note:**  
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12864-2  
 In questa tavola di calcolo sclerometrico dell'intero punto di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito.  
 La deviazione rappresenta l'angolo formato dall'asse della sclerometria con il piano orizzontale.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 17-130-132  
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12664-4  
 Limite 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: 126  
 Prove di compressione su cariche in cubettine - UNI EN 12690/1,2009  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio al unico e rovescio.  
 Rapporto lunghezza/area della prova utilizzata: 1  
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 381 - 321-428

Emesso:  
 Ing. Alfredo Margheri

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

mod\_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012) cert-49331-17-rev00-16609-17-PND SOLETTA Sistema qualità Elietipi Srl 1 di 1

**elietipi** s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0074600387  
 e-mail: info@elietipi.it, segreteria@pec.elietipi.silco.www.elietipi.it

**la sonotech**

Agente con Sistemi di Qualità certificati da Certiprofit  
 Qualità Ambiente Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 ISO 45001:2018

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 5005006 del 27/01/2015, art. 69 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7818/RTG  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 8672 del 07/09/2015, art. 69 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7818/RTG  
 Ordinanza N. 1308 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive concernente ai sensi della circ. 30520/11, DM 156/2003

**COMMITTENTE:** SPEA ENGINEERING S.P.A.  
**INDIRIZZO:** VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
**CANTIERE:** pk 13+470 - 84T VIA DELL' ARCOVEGGIO  
**COMMESSA:** 16609/17

**DATA PROVA:** 08/01/18  
**PARTE D'OPERA:** SPALLE  
**CERTIFICATO n°:** 49332/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 30/03/18

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Becorconi, 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	95.00	2316	INDIRETTA	44	44	42	46	42	44	44	40	44	40	43.0	50.1	8.7	38.8	47.5
ID 6 - SPALLA MILANO	20	80.57	2727	INDIRETTA	49	48	52	53	48	51	48	48	52	50	49.9	51.5	10.1	49.8	54.1

**Note:**  
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12864-2  
 In questa tavola di calcolo sclerometrico dell'intero punto di indagine calcolato come media su 10 valori misurati in sito.  
 La deviazione rappresenta l'angolo formato dall'asse della sclerometria con il piano orizzontale.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 17-130-132  
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12664-4  
 Limite 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: 126  
 Prove di compressione su cariche in cubettine - UNI EN 12690/1,2009  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio al unico e rovescio.  
 Rapporto lunghezza/area della prova utilizzata: 1  
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 381 - 321-428

Emesso:  
 Ing. Alfredo Margheri

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

mod\_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012) cert-49332-17-rev00-16609-17-PND SPALLE Sistema qualità Elietipi Srl 1 di 1



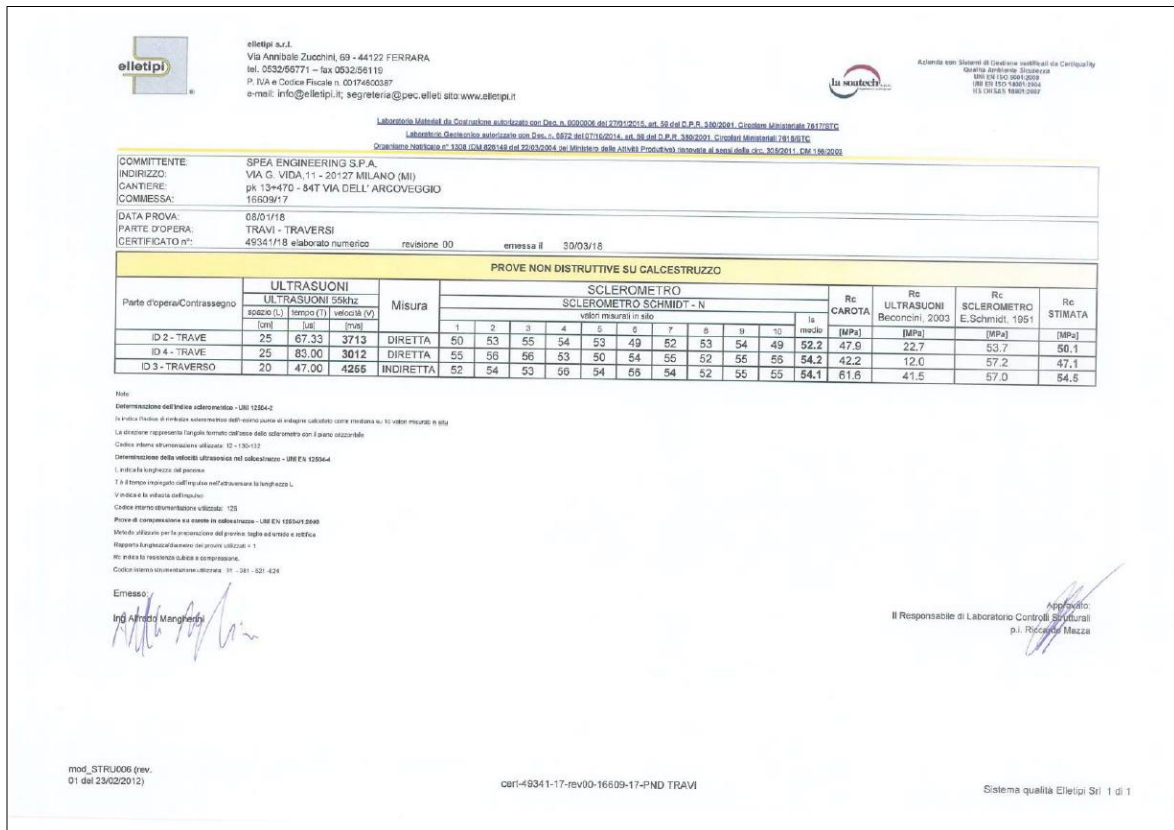


Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo



elletipi s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600367  
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it



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

sito: www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000990 del 07/01/2015, art. 58 del D.P.R. 280/2001, Circolare Ministeriale 7811/DEIC  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 8572 del 07/02/2014, art. 58 del D.P.R. 280/2001, Circolare Ministeriale 7811/DEIC  
 Sistema Notificato n° 1209 CON 820149 del 23/02/2004 del Ministero delle Attività Produttive rilevante ai sensi della circ. 305/2011 del 15/02/2011

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk 13+470 - 84T VIA DELL' ARCOVEGGIO
COMMESSA:	16609/17
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	08/01/2018
CERTIFICATO n°:	49328/18
DATA PROVE:	12/01/2018
	Rev 0 del: 30/03/2018

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	f <sub>cd</sub> [MPa]	R <sub>c1</sub> [MPa]	penetrazione CO <sub>2</sub> [mm]
		Diametro [mm]	Lunghezza [mm]	λ = L / D					
SPALLA ANCONA	1	94	97	1.03	2340	343.4	49.5	50.1	23
TRAVE	2	74	77	1.04	2340	202.7	47.1	47.9	15
TRAVERSO	3	74	79	1.07	2355	258.2	60.0	61.6	15
TRAVE	4	74	72	0.97	2325	183.7	42.7	42.2	14
SOLETTA	5	74	76	1.03	2448	285.7	66.4	67.1	30
SPALLA MILANO	6	74	78	1.05	2340	216.8	50.4	51.5	0

Note:

Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione

Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e retifica

f<sub>cd</sub> resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ

R<sub>c1</sub> = f<sub>cd</sub> x 2.5 / (1.5+λ) resistenza a compressione del componente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 3f - 381 - 521 - 624

Emesso:

ing. Alfredo Mengherini

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

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



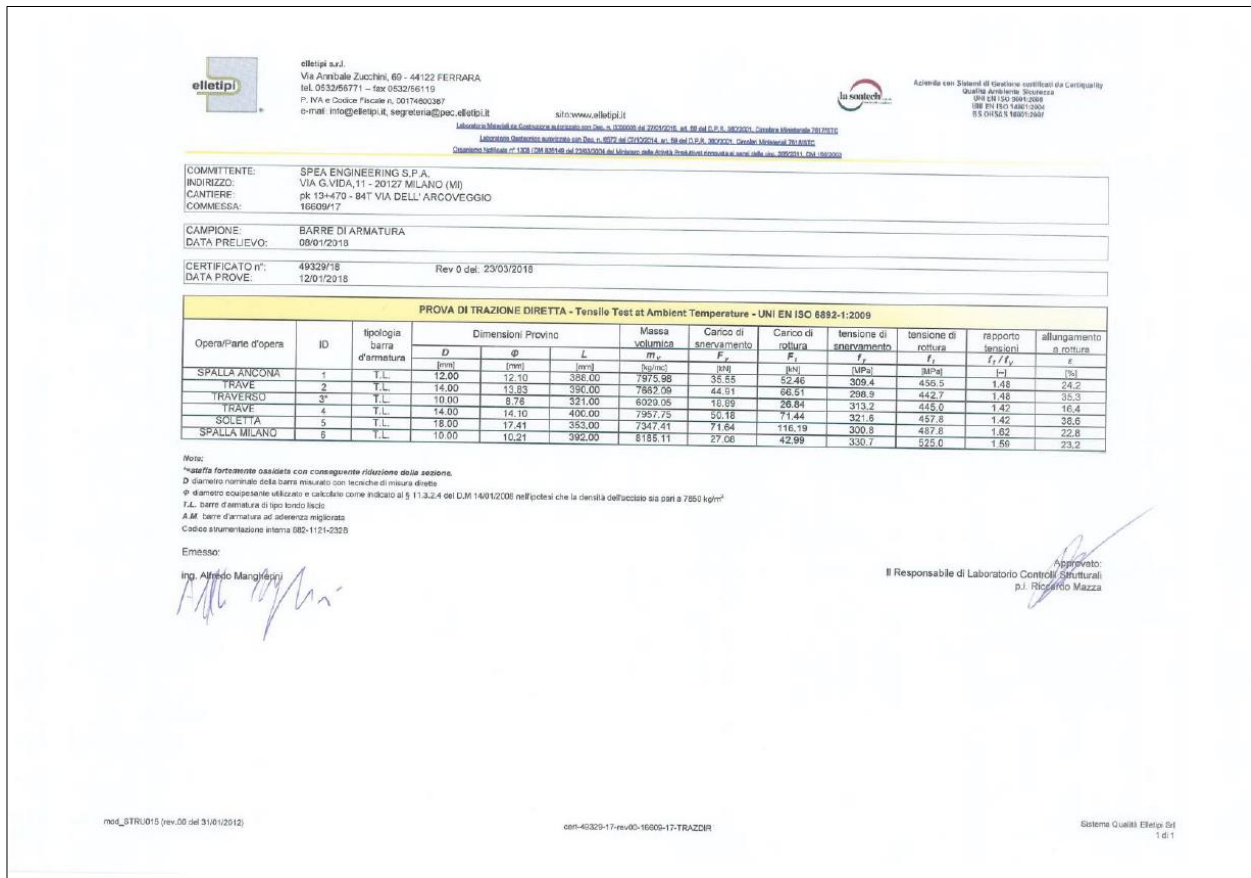




Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale



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



Scelta con Sistemi di Controllo certificati da Certipathy  
 Controllo Qualità Strutturale  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 ISO 9043:1999:2007


Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 9000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 385/2001, Circolari Ministeriali 7617/STC  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 28 del D.P.R. 385/2001, Circolari Ministeriali 7516/STC  
 Documento Notificato n° 1508 (DM 8261-43 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovato ai sensi della circ. 305/2011, DM 196/2002


**COMMITTENTE:** SPEA ENGINEERING S.P.A.  
**INDIRIZZO:** VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
**CANTIERE:** pk 13+470 - 84T VIA DELL' ARCOVEGGIO  
**COMMESSA:** 16609/17

**DATA PROVE:** 08/01/18  
**PARTE D'OPERA:** BARRE ARMATURA - SPALLE - SOLETTA - TRAVI  
**CERTIFICATO n°:** 49330/18 emessa il 30/03/18

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO ISO 16859/2015				
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	Media elementi*	Media (Brinell)	CARICO DI ROTTURA A
				TRAZIONE
				(MPa)
1	SPALLA ANCONA	149,0	148,7	498
		149,0		
		149,0		
2	TRAVE	152,0	152,3	510
		153,0		
		152,0		
4	TRAVE	150,0	150,3	505
		149,0		
		152,0		
5	SOLETTA	153,0	152,0	509
		151,0		
		152,0		

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

Emesso:  
  
 Ing. Alfredo Manigherini

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

mod\_STRUD22 (rev 01 del 16/05/13)
cert-49330-17-rev00-16609-17-DUR
Sistema Qualità Elletipi Srl  
pagina 1 di 1

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

### **Campagna di indagine 2020**

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- N°32 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°32 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°14 prelievo barre di armatura;
- N°14 indagini pacometriche;
- N°15 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 6: Sottovia via dell’Arcoveggio 84T – Autostrada A13 (BO) – km 013+470 – Rev.0 – 03/09/2020” redatto dalla citata società “MTS Engineering srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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

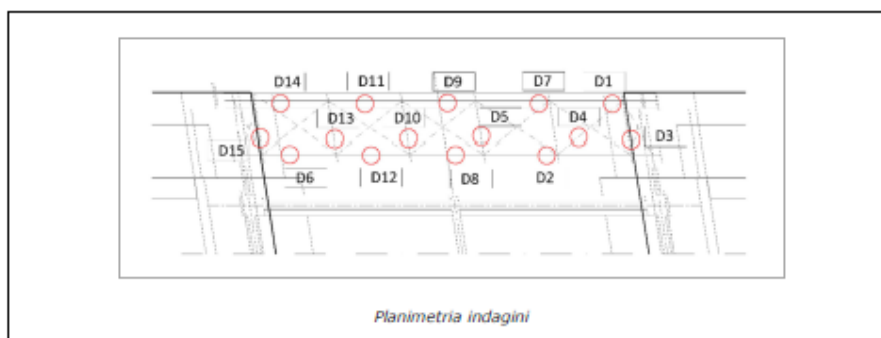
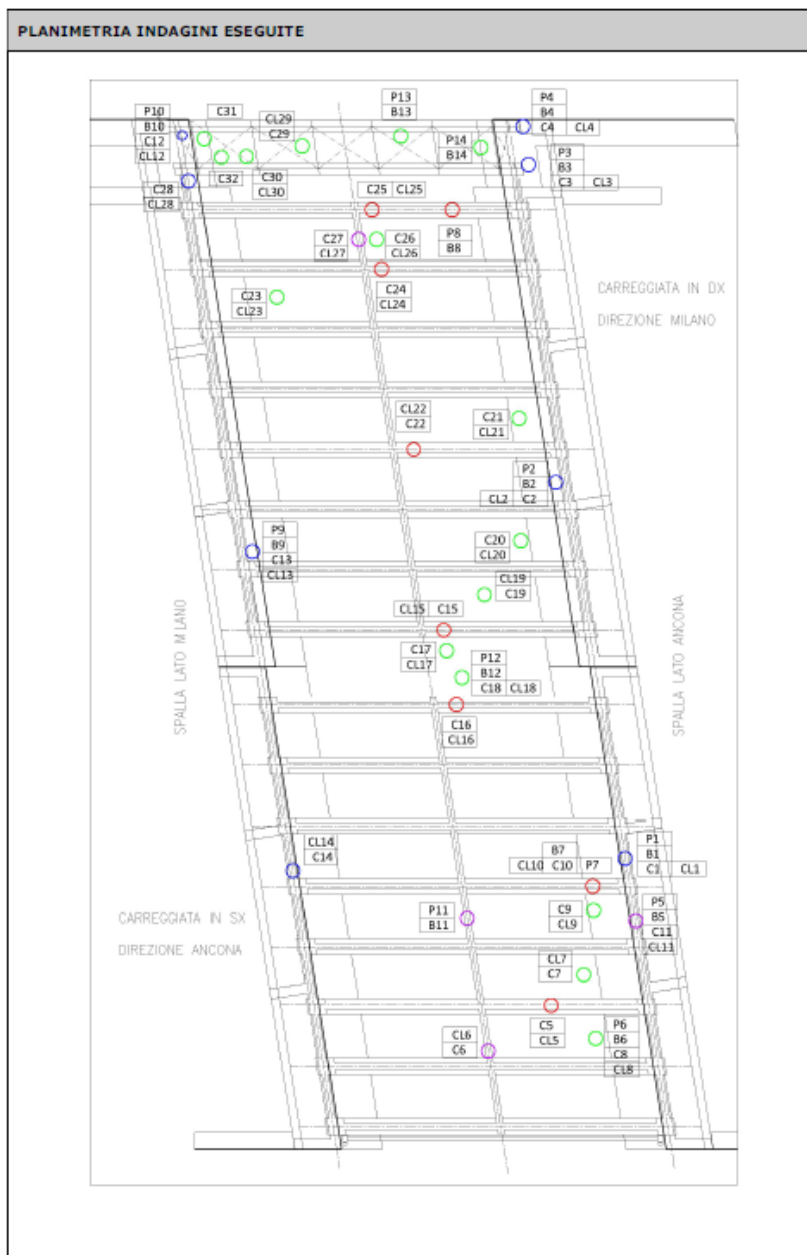


Figura 1-20 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

CAROTAGGI				
IDENTIFICATIVO CAROTAGGIO	RAPPORTO H/D	RESISTENZA CUBICA A COMPRESSIONE Rc (N/mm <sup>2</sup> )	MASSA VOLUMICA (Kg/m <sup>3</sup> )	CARBONATAZIONE (mm)
C 1	1,01	44,2	2353,0	25
C 2	1,01	58,4	2313,0	14
C 3	1	45,1	2303,0	10
C 4	1,01	36,8	2220,0	18
C 5	1,02	31,8	2252,0	29
C 6	1,01	51,0	2310,0	25
C 7	1,01	70,6	2406,0	0
C 8	1	33,2	2372,0	0
C 9	1,01	63,7	2365,0	0
C 10	1,01	49,3	2310,0	15
C 11	1,04	45,5	2325,0	20
C 12	1,01	53,0	2282,0	15
C 13	1,02	41,9	2307,0	12
C 14	1,02	49,7	2279,0	11
C 15	1,01	68,8	2415,0	13
C 16	1,02	51,1	2304,0	14
C 17	1	64,7	2328,0	16
C 18	1,01	55,4	2359,0	10
C 19	1,01	60,5	2350,0	15
C 20	1,01	49,2	2294,0	16
C 21	1,01	75,5	2400,0	15
C 22	1,01	61,8	2375,0	14
C 23	0,96	62,5	2355,0	20
C 24	1	57,6	2322,0	14
C 25	1,01	45,7	2331,0	18
C 26	1	65,1	2388,0	5
C 27	1	49,1	2287,0	17
C 28	0,97	64,2	2299,0	22
C 29	1,01	32,3	2238,0	5
C 30	0,98	43,5	2191,0	5
C 31	1,01	42,9	2403,0	0
C 32	1	51,6	2203,0	0

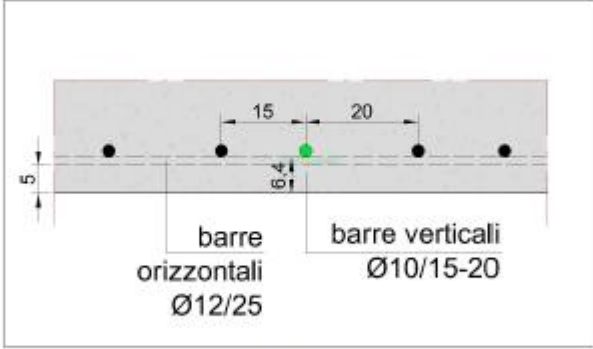
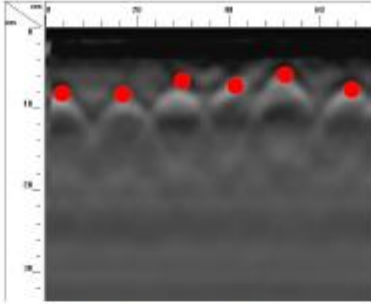

Figura 1-21 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

PRELIEVO BARRA							
IDENTIFICATIVO PRELIEVO	MASSA LIN. (g/m)	DIAM. EQUIP. (mm)	SEZIONE EFFET. (mm <sup>2</sup> )	ALLUNG. A5 (%)	$f_y - f_{0,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_T$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_T / f_y$
B 1	886	12,0	112,85	18,67	380	524	1,38
B 2	2990	22,0	380,83	21,82	465	595	1,28
B 3	3073	22,3	391,43	23,64	508	621	1,22
B 4	2545	20,3	324,20	19,40	495	623	1,26
B 5	461	8,7	58,70	11,11	229	308	1,34
B 6	2085	18,4	365,56	29,11	382	572	1,50
B 7	2464	20,0	313,86	19,00	377	571	1,51
B 8	1206	14,0	153,61	30,71	398	572	1,44
B 9	2407	19,8	306,65	14,40	467	574	1,23
B 10	3003	22,1	382,48	19,27	549	678	1,24
B 11	477	8,8	60,70	16,89	328	432	1,32
B 12	1220	14,1	155,47	15,00	391	586	1,50
B 13	1557	15,9	198,34	20,75	543	646	1,19
B 14	1546	15,8	196,99	24,38	542	647	1,19

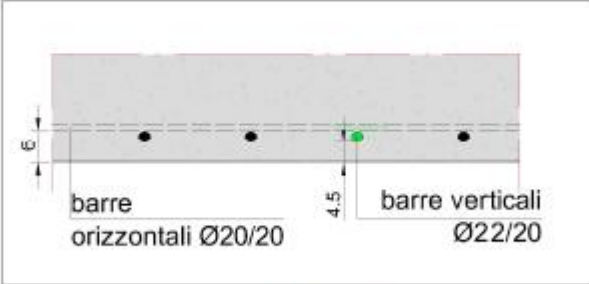
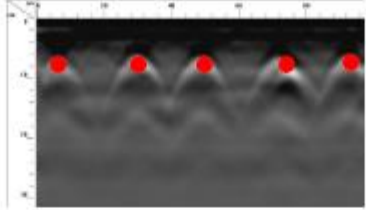

Figura 1-22 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

N° PROVA	Elemento Strutturale	DUROMETRO
		Media indice [HV]
D1	TRAVE PRINCIPALE	285
D2	TRAVE PRINCIPALE	291
D3	TRAVE SECONDARIA	249
D4	TRAVE SECONDARIA	272
D5	TRAVE SECONDARIA	309
D6	TRAVE PRINCIPALE	357
D7	TRAVE PRINCIPALE	327
D8	TRAVE PRINCIPALE	286
D9	TRAVE PRINCIPALE	291
D10	TRAVE SECONDARIA	299
D11	TRAVE PRINCIPALE	297
D12	TRAVE PRINCIPALE	334
D13	TRAVE SECONDARIA	303
D14	TRAVE PRINCIPALE	331
D15	TRAVE SECONDARIA	319

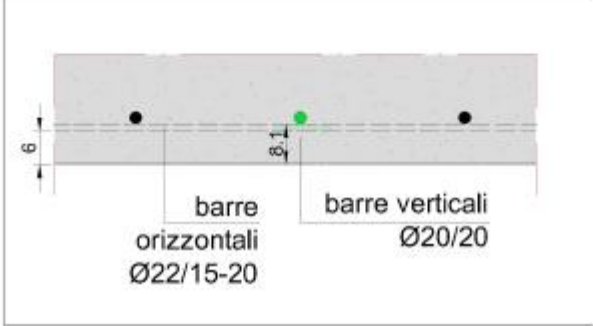

Figura 1-23 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Prove durometriche

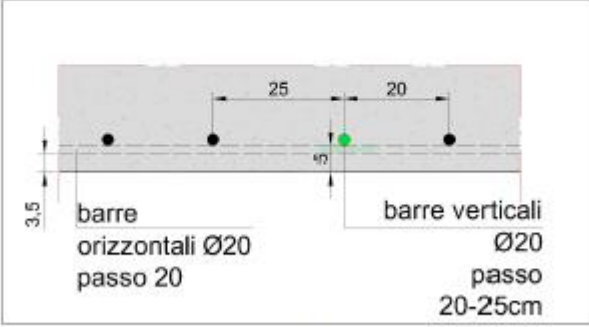
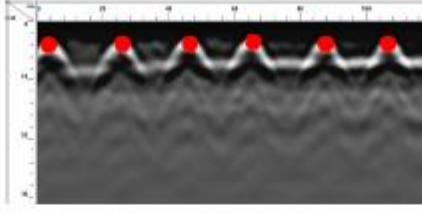

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p style="text-align: center;">Sezione area di indagine</p>	
 <p style="text-align: center;">Profilo radar orizzontale.</p> <p style="text-align: center;">I cerchi rossi (red spot) rappresentano le barre d'armatura verticali.</p>	
	

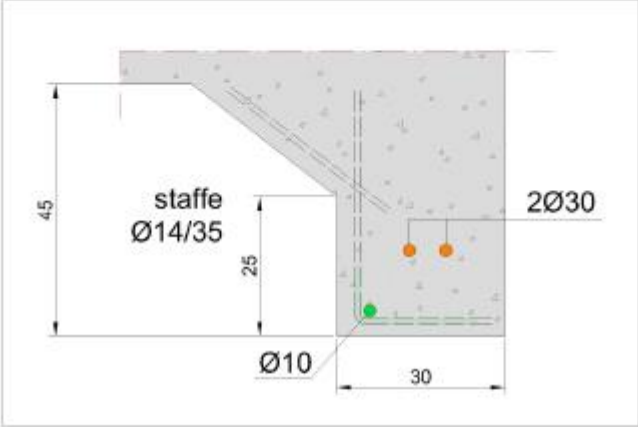




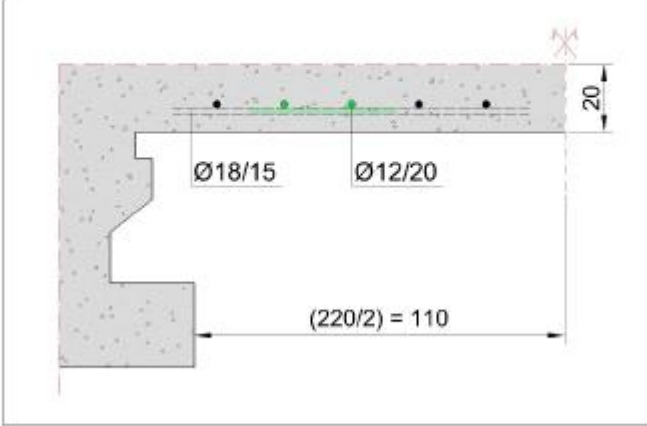
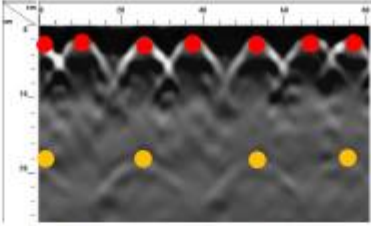


DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 2
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad armatura migliorata in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
 <p style="text-align: center;">Sezione area di indagine</p>	
 <p style="text-align: center;">Profilo radar orizzontale.</p> <p style="text-align: center;">I cerchi rossi (red spot) rappresentano le barre d'armatura verticali.</p>	
	

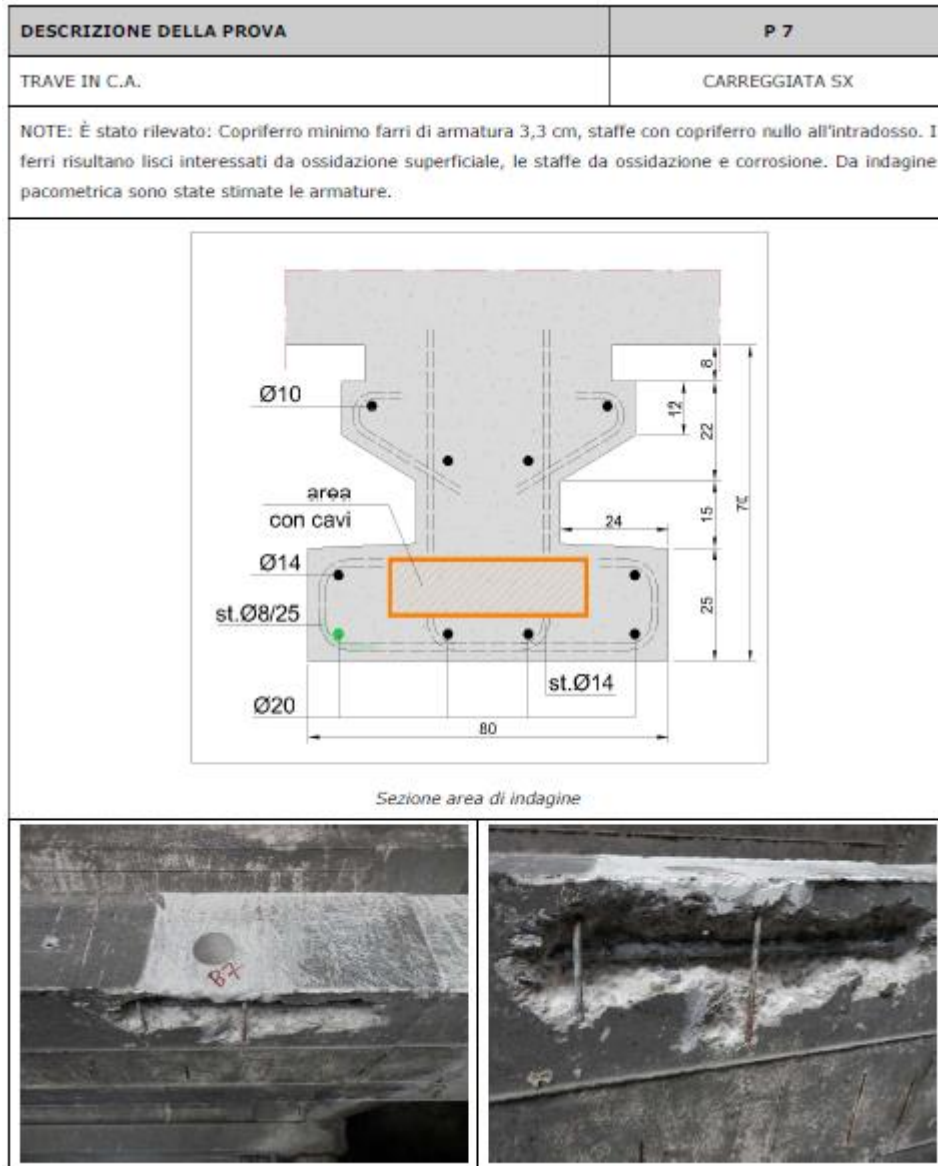


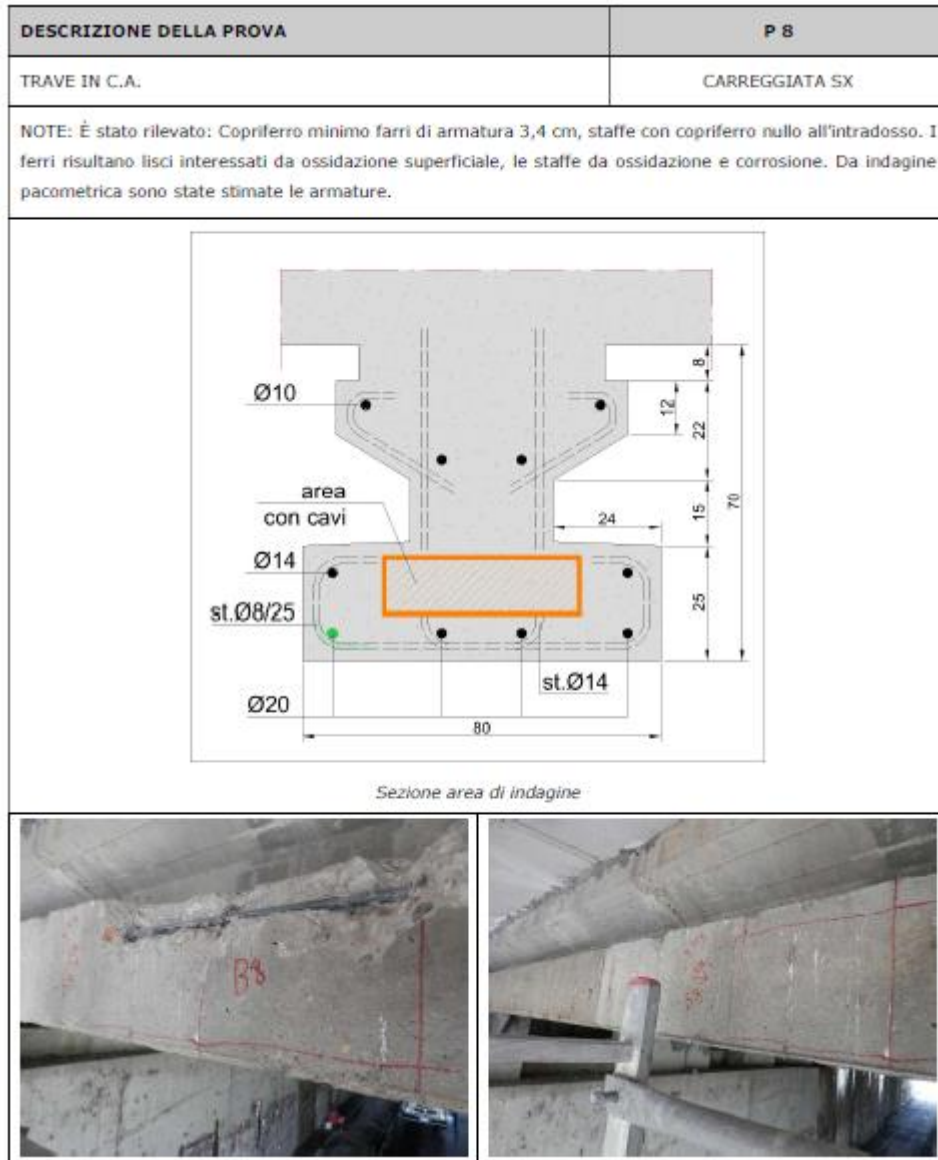
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 3
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad armatura migliorata in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.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

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad armatura migliorata in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>barre orizzontali Ø20 passo 20</p> <p>barre verticali Ø20 passo 20-25cm</p> <p><i>Sezione area di indagine</i></p> </div>	
<div style="text-align: center;">  <p><i>Profilo radar verticale.</i></p> <p><i>I cerchi rossi (red spot) rappresentano le barre d'armatura orizzontali.</i></p> </div>	
	

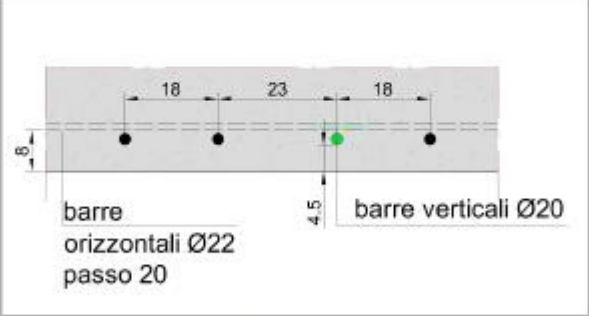
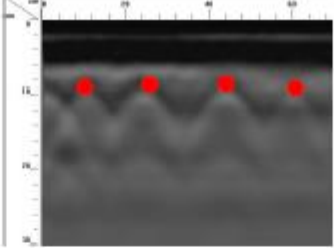


DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5
TRAVERSO LATERALE	CARREGGIATA SX – LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad armatura migliorata interessati da ossidazione, da indagine pacometrica sono state stimate le armature.	
 <p style="text-align: center;"><i>Sezione area di indagine</i></p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 6
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci interessati da ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
<div style="text-align: center;">  <p>Profilo radar parallelo alla trave.</p> <p>I cerchi rossi (red spot) rappresentano le barre d'armatura perpendicolari alle travi. I cerchi gialli (yellow spot) rappresentano i ferri superiori della soletta</p> </div>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>	

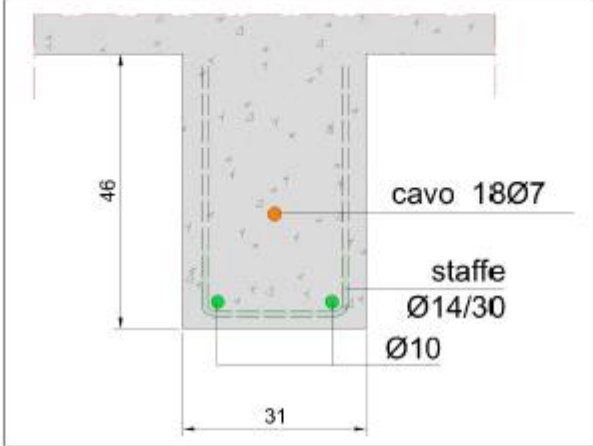



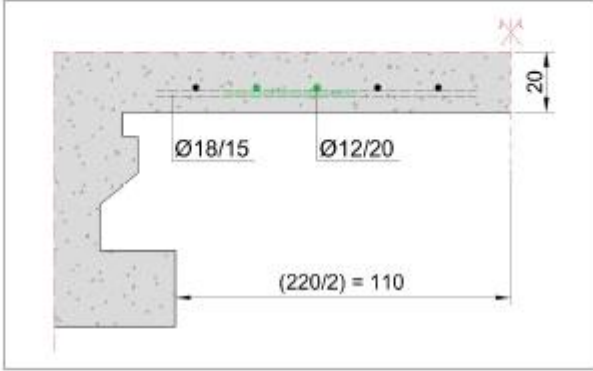




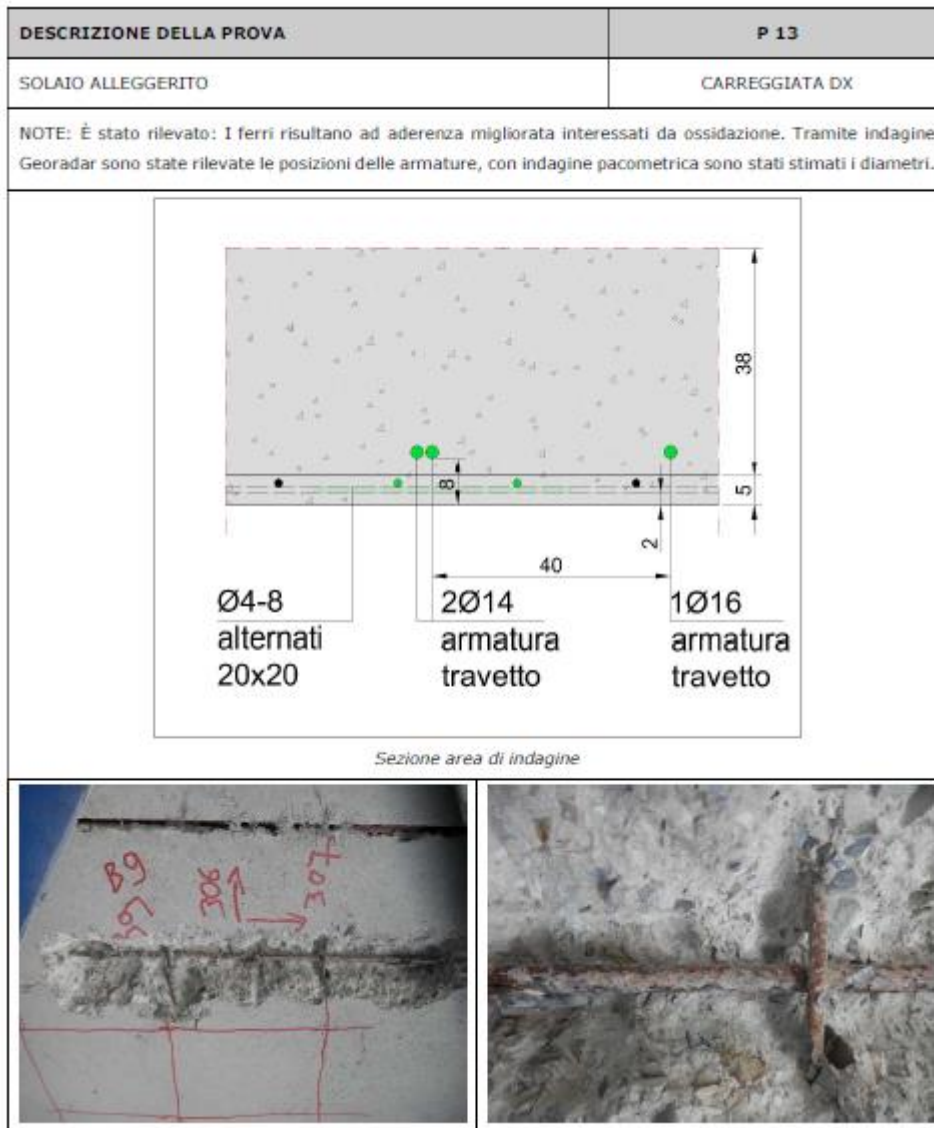


DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 9
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX – LATO MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad armatura migliorata in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>barre orizzontali Ø22 passo 20</p> <p>barre verticali Ø20</p> <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
<div style="text-align: center;">  <p>Profilo radar verticale.</p> <p>I cerchi rossi (red spot) rappresentano le barre d'armatura orizzontali.</p> </div>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>	



DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 11
TRAVERSO CENTRALE	CARREGGIATA SX
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci interessati da ossidazione con punti di corrosione, da indagine pacometrica sono state stimate le armature.	
 <p style="text-align: center;"><i>Sezione area di indagine</i></p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 12
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci interessati da ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>	



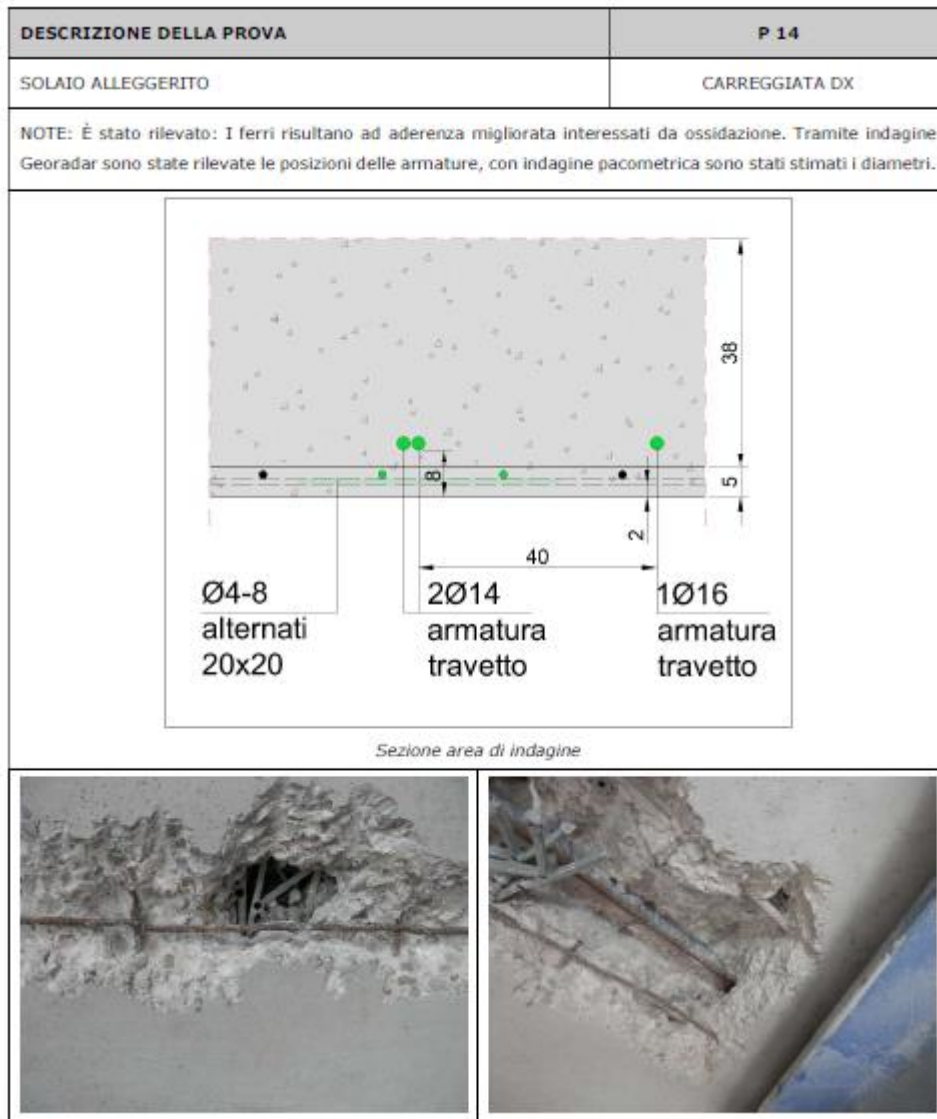


Figura 1-24 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Rilievi geometrici e pacometrici

**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 1-25 – 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, si da tenere conto della dispersione.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Sulla base de:

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

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

L'analisi è condotta separatamente per:

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



<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
C7	70,60	
C8	33,20	
C9	63,70	
C17	64,70	
C18	55,40	
C19	60,50	
C20	49,20	
C21	75,50	
C23	62,50	
C26	65,10	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
5	67,1	
R <sub>c</sub> [MPa]	60,68	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	40,45	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	33,58	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	11	
$\mu^*$	4,09	
$\sigma^*$	0,22	
$\mu_{0,16}$	4,02	
X <sub>0,05</sub>	38,44	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	38,44	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	31,91	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>31,91</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>
B6		382,00
B12		391,00
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	382,00	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	332,17	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	2	
$\mu^*$	5,96	
$\sigma^*$	0,02	
$\mu_{0,16}$	5,95	
$x_{0,05}$	371,82	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	371,82	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>332,17</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>	
C6	51,00	
C11	45,50	
C27	49,10	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
3	61,6	
R <sub>c</sub> [MPa]	51,80	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	34,53	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	28,66	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	4	
$\mu^*$	3,94	
$\sigma^*$	0,13	
$\mu_{0,16}$	3,88	
x <sub>0,05</sub>	39,07	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	39,07	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	32,43	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>28,66</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>
B5		229,00
B11		328,00
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
3		313,2
$f_y$ [MPa]	290,07	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	252,23	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	5,66	
$\sigma^*$	0,20	
$\mu_{0,16}$	5,55	
$\chi_{0,05}$	185,75	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	185,75	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>185,75</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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	31,80	
C10	49,30	
C15	68,80	
C16	51,10	
C22	61,80	
C24	57,60	
C25	45,70	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
2	47,90	
4	42,20	
R <sub>c</sub> [MPa]	50,69	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	33,79	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	28,05	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	9	
$\mu^*$	3,90	
$\sigma^*$	0,23	
$\mu_{0,16}$	3,83	
$x_{0,05}$	31,72	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	31,72	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	26,32	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>26,32</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>
B7		377,00
B8		398,00
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
2		298,90
4		321,60
$f_y$ [MPa]	332,50	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	289,13	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	4	
$\mu^*$	5,85	
$\sigma^*$	0,13	
$\mu_{0,16}$	5,78	
$X_{0,05}$	260,26	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	260,26	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>260,26</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<b>Opere:</b>	ampliamento 2004	
<b>Elemento:</b>	trave	
<b>Materiale:</b>	acciaio	
-	FC	1,00
	$\gamma_c$	1,05
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID durometro</b>	<b>HV</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
D1	285,00	742,19
D2	291,00	757,81
D6	357,00	929,69
D7	327,00	851,56
D8	286,00	744,79
D9	291,00	757,81
D11	297,00	773,44
D12	334,00	869,79
D14	331,00	861,98
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID durometro</b>	<b>HV</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
2	150,30	505,00
$f_y$ [MPa]	809,90	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	771,33	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	10	
$\mu^*$	6,65	
$\sigma^*$	0,17	
$\mu_{0,16}$	6,59	
$X_{0,05}$	554,52	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	554,52	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>554,52</b>	



<b>Sottovia:</b>	84T	
<b>Opere:</b>	ampliamento 2004	
<b>Elemento:</b>	traverso	
<b>Materiale:</b>	acciaio	
-	FC	1,00
	$\gamma_c$	1,05
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID durometro</b>	<b>HV</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
D3	249,00	648,44
D4	272,00	708,33
D5	309,00	804,69
D10	299,00	778,65
D13	303,00	789,06
D15	319,00	830,73
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>HV</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	759,98	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	723,79	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	6	
$\mu^*$	6,63	
$\sigma^*$	0,09	
$\mu_{0,16}$	6,59	
$X_{0,05}$	625,94	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	625,94	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>625,94</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<b>Opere:</b>	ampliamento 2004	
<b>Elemento:</b>	soletta superiore	
<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>	
C29	32,30	
C30	43,50	
C31	42,90	
C32	51,60	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
R <sub>c</sub> [MPa]	42,58	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	28,38	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	23,56	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	4	
$\mu^*$	3,74	
$\sigma^*$	0,19	
$\mu_{0,16}$	3,64	
$x_{0,05}$	27,72	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	27,72	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	23,01	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>23,01</b>	valore di progetto

<b>Sottovia:</b>	84T	
<b>Opere:</b>	ampliamento 2004	
<b>Elemento:</b>	soletta superiore	
<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>
B13		543,00
B14		542,00
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	542,50	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	471,74	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	2	
$\mu^*$	6,30	
$\sigma^*$	0,00	
$\mu_{0,16}$	6,30	
$x_{0,05}$	540,84	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	540,84	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>471,74</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
C1	44,20	
C2	58,40	
C13	41,90	
C14	49,70	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
ID 1	50,10	
ID 6	51,50	
R <sub>c</sub> [MPa]	49,30	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	32,87	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	27,28	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	6	
$\mu^*$	3,89	
$\sigma^*$	0,12	
$\mu_{0,16}$	3,84	
x <sub>0,05</sub>	38,53	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	38,53	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	31,98	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>27,28</b>	valore di progetto

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>
B1		380,00
B2		465,00
B9		467,00
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 1		309,40
ID 6		330,70
$f_y$ [MPa]	390,42	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	339,50	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	5	
$\mu^*$	5,95	
$\sigma^*$	0,19	
$\mu_{0,16}$	5,87	
$\chi_{0,05}$	259,01	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	259,01	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>259,01</b>	

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
C3	45,10	
C4	36,80	
C12	53,00	
C28	64,20	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
R <sub>c</sub> [MPa]	49,78	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	33,18	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	27,54	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	4	
$\mu^*$	3,89	
$\sigma^*$	0,24	
$\mu_{0,16}$	3,77	
x <sub>0,05</sub>	29,38	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	29,38	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	24,39	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>24,39</b>	valore di progetto

<b>Sottovia:</b>	84T	
<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		508,00
B4		495,00
B10		549,00
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	517,33	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	449,86	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	6,25	
$\sigma^*$	0,05	
$\mu_{0,16}$	6,22	
$\chi_{0,05}$	458,63	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	458,63	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>449,86</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

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica completa del sito ove sorge l'opera in adeguamento, si rimanda alla specifica Relazione Geologica.

Si riporta nel seguito un breve richiamo alle indagini disponibili ed alla stratigrafia di riferimento.

Tabella 1-1. Indagini geognostiche di riferimento

Sigla sond./pozz./prova	Campagna di indagini	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
S103	1999	13+400	33.30	10.00	-
S63	1984	13+500	33.30	21.60	-
PZ-PB6	2016	13+550	40.00	3.50	-

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

Tabella 1-2. Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	Descrizione	Sigla	$z_w$ (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
33.30	0.0 ÷ 8.10	Limo argilloso	A	-	Tabella 1-3
	8.10 ÷ 13.60	Limo argilloso	A'	-	Tabella 1-4
	13.60 ÷ 25.00	Ghiaia e sabbia	B	-	Tabella 1-5

Tabella 1-3. 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)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20

Tabella 1-4. 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)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

Tabella 1-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

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	---	---	---	---	---	---
$\gamma$	=	peso di volume del terreno			CR	=	angolo di resistenza al taglio			
$c'$	=	coesione efficace			RR	=	modulo di elasticità			
$\phi$	=	angolo di resistenza al taglio			$C_v$	=	coeff. di consolidazione verticale			
$E'$	=	modulo di elasticità			$C_u$	=	coesione non drenata			
$\sigma'_{pre}$	=	tensione di preconsolid.			$E_u$	=	mod. di elasticità in condiz. non drenate			

Come indicato in Tabella 1-2, la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +33.30 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle e dei muri d'ala risultano impostate intorno a q.ta +31.30 m s.l.m.m., vale a dire circa 2 m al di sotto del piano campagna e, quindi, nell'ambito del primo strato limo argilloso (A): ne consegue nelle analisi lo spessore dello strato A viene congruamente ridotto.

La quota di falda viene assunta, cautelativamente, coincidente alla quota di imposta delle fondazioni (testa micropali di sottofondazione).

## 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

Longitudine      11.347081

Latitudine        44.529480

### Parametri sismici

#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente  $C_u$ :        2

#### Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:    81 %

$T_R$ :                            60 anni

$a_g$ :                            0.069 g

$F_0$ :                            2.486

$T_C^*$ :                         0.275 s

$S_S$ :                            1.50

$S_T$ :                            1.00

$S = S_S \times S_T =$             1.50

#### Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento:    63 %

$T_R$ :                            101 anni

$a_g$ :                            0.086 g

$F_0$ :                            2.478

$T_C^*$ :                         0.286 s

$S_S$ :                            1.50

$S_T$ :                            1.00

$S = S_S \times S_T =$             1.50

#### Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento:    10 %

$T_R$ :                            949 anni

$a_g$ :                            0.212 g

$F_0$ :	2.440
$T_c^*$ :	0.302 s
$S_s$ :	1.388
$S_T$ :	1.00
$S = S_s \times S_T =$	1.388

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento:	5 %
$T_R$ :	1950 anni
$a_g$ :	0.270 g
$F_0$ :	2.433
$T_c^*$ :	0.310 s
$S_s$ :	1.305
$S_T$ :	1.00
$S = S_s \times S_T =$	1.305

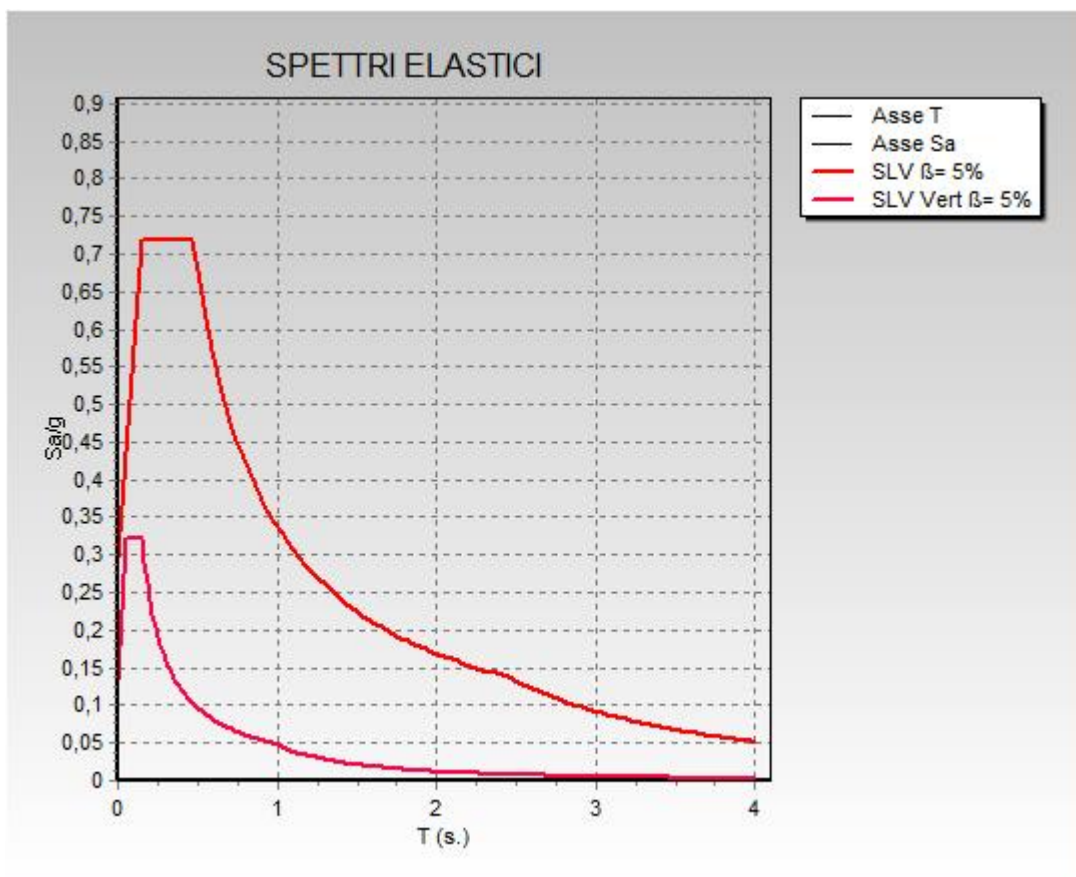


Figura 1-26. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

## 1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

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

Per le verifiche tensionali delle sezioni 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 le analisi strutturali delle spalle e dei muri d'ala si impiegano i software di calcolo ad elementi finiti **MODEST** prodotto da Tecnisoft s.a.s. e **SAP 2000 Ultimate 64bit** prodotto da Computer & Structures Inc.; per le analisi, di tipo bidimensionale, sono stati utilizzati elementi tipo “beam”.

Il metodo degli elementi finiti si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z).

La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi. L'analisi strutturale è eseguita mediante analisi di rigidità per la valutazione dello stato di tensione-deformazione indotta dall'analisi statica.

Per l'analisi dei diaframmi si impiega il software di calcolo **Paratie Plus 2017** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus 2017 è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

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 verranno presentate di volta in volta.

## 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<sub>x</sub>: azione assiale;  
 F<sub>y</sub> azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;  
 M<sub>z</sub> momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

## 2 IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI

### 2.1 ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

#### 2.1.1 Modellazione strutturale

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

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

#### 2.1.2 Fasi di analisi

##### 2.1.2.1 Fase 1

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

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

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

##### 2.1.2.2 Fase 2

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

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

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

##### 2.1.2.3 Fase 3

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

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

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

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

#### 2.1.3 Fasi di costruzione

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

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



### 2.1.4 Coefficienti di omogeneizzazione

Come anticipato al paragrafo 2.1.2, sono stati valutati i coefficienti di omogeneizzazione in funzione della fase di analisi.

Per carichi di lunga durata (fase di analisi 2) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

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

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

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

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

### 2.1.5 Larghezza di soletta collaborante

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

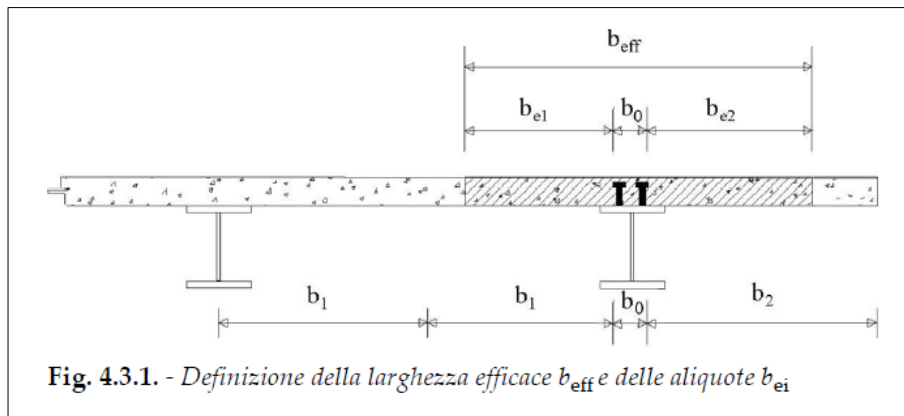


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$

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

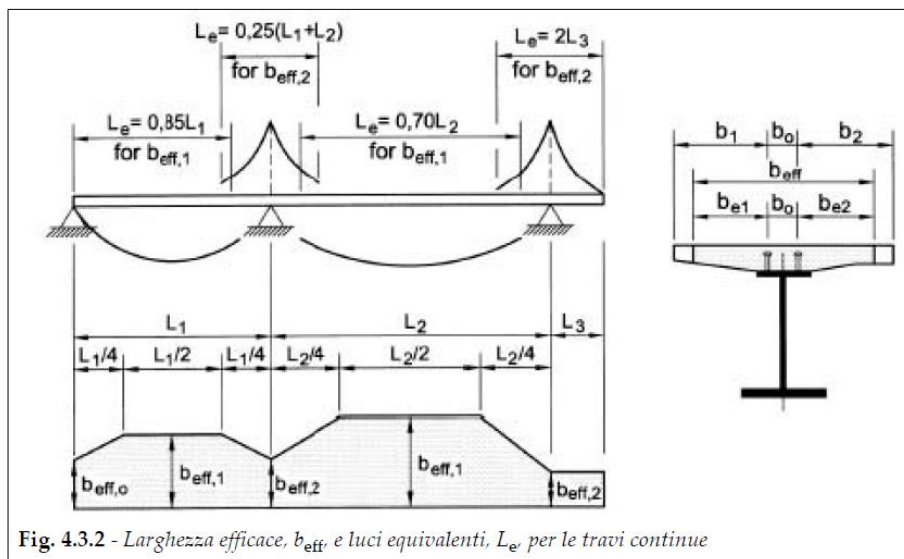


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace,  $b_{eff}$ , e luci equivalenti,  $L_e$ , per le travi continue

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

Per la trave intermedia la larghezza efficace vale:

i	mm	1800	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	16700	lunghezza campata
Le/8	mm	2087.5	
b1	mm	900	semi interasse
b2	mm	900	semi interasse
be1	mm	700	
be2	mm	700	
$\beta$ 1		1.14643	
$\beta$ 2		1.14643	
beff	mm	1800	per travi intermedie

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

i	mm	1800	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	15500	lunghezza campata
Le/8	mm	1937.5	
b1	mm	700	semi interasse
b2	mm	900	semi interasse
be1	mm	500	
be2	mm	700	
$\beta$ 1		1.325	
$\beta$ 2		1.10357	
beff	mm	1835	per travi di bordo

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

i	mm	1800	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	15500	lunghezza campata
Le/8	mm	1937.5	
b1	mm	1050	semi interasse
b2	mm	900	semi interasse
be1	mm	850	
be2	mm	700	
$\beta$ 1		1.00588	
$\beta$ 2		1.10357	
beff	mm	2027.5	per travi di bordo

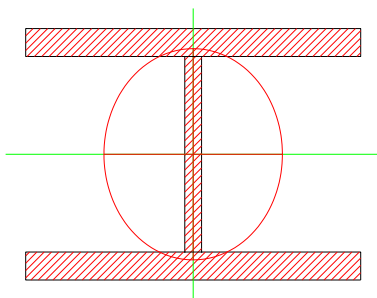
## 2.1.6 Sezioni di verifica

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

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

Trave principale saldata simmetrica

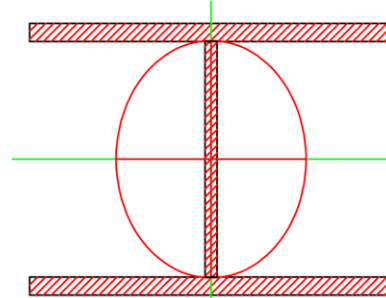
600x450



g (Kg/m) = 553,424987792969  
 h (mm) = 450  
 b (mm) = 600  
 tw (mm) = 30  
 tf (mm) = 50  
 r (mm) = 0  
 A (cm2) = 705  
 Iy (cm4) = 251968,75  
 Wy (cm3) = 11198,611328125  
 Wpl,y (cm3) = 12918,75  
 iy (cm) = 18,9050922393799  
 Iz (cm4) = 180078,75  
 Wz (cm3) = 6002,625  
 Wpl,z (cm3) = 9078,75  
 iz (cm) = 15,9822034835815  
 It (cm4) = 5315  
 Iw (cm6) = 72031500,500992

Trave trasversale saldata simmetrica

300x450



g (Kg/m) = 343,829986572266  
 h (mm) = 450  
 b (mm) = 600  
 tw (mm) = 20  
 tf (mm) = 30  
 r (mm) = 0  
 A (cm2) = 438  
 Iy (cm4) = 168916,5  
 Wy (cm3) = 7507,39990234375  
 Wpl,y (cm3) = 8320,5009765625  
 iy (cm) = 19,6380786895752  
 iz (cm4) = 108025  
 Wz (cm3) = 3600,86669921875  
 Wpl,z (cm3) = 5439  
 iz (cm) = 15,704607963562  
 It (cm4) = 1184  
 Iw (cm6) = 47639466,868736

Per entrambe le sezioni si tratta di sezioni saldate simmetriche a completo ripristino.

### 2.1.6.2 Preclassificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni è riportata nel §4.2.3.1 delle NTC2008.

Trave principale saldata simmetrica

600x450		Acciaio S355 (Fe510)	fy (N/mm2) 355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$			
AL A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{285}{50 \times 0,81} = 7,01$		
	FLESSIONE Mz $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1	
AN I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{350,0}{30 \times 0,81} = 14,34$		
	FLESSIONE My $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1	

Trave trasversale saldata simmetrica

300x450		Acciaio S355 (Fe510)	fy (N/mm2) 355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$			
AL A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{290}{30 \times 0,81} = 11,88$		
	FLESSIONE Mz $10 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 15,9$ Classe 3	COMPRESSIONE $10 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 14$ Classe 3	
AN I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{390,0}{20 \times 0,81} = 23,97$		
	FLESSIONE My $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1	

## 2.1.7 Metodologia di verifica

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

### 2.1.7.1 Metodo elastico

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

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

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

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto della durata e storia del carico che produce le tensioni. Infatti, mentre nel calcestruzzo armato si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ( $n = 15.6$ ) che tiene forfettariamente 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 nell'ipotesi di tensione costante nel calcestruzzo ma sovrastima leggermente gli effetti viscosi nel caso in cui, come succede in genere nelle travi composte, le tensioni si riducono nel tempo.

Con tale assunzione, il coefficiente di omogeneizzazione si definisce:

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

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

### 2.1.7.2 Procedura di verifica

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

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento a:

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

## 2.2 ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE

### 2.2.1 Modellazione strutturale

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

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

### 2.2.2 Fasi di analisi

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

### 2.2.3 Coefficienti di omogeneizzazione

Si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

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

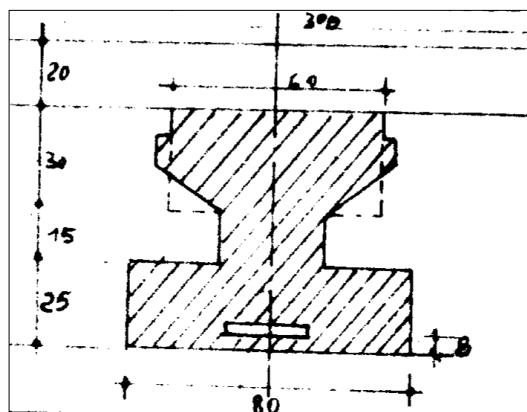
### 2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

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

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

### 2.2.5 Sezioni di verifica

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



Le sezioni dell 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 involuipi 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.

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

## 2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

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

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

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

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

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

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

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

Qualora le verifiche non 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	$\gamma_{Qe}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	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	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolge 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 frequentissimi)	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

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

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

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

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

##### Impalcato di nuova realizzazione

Trave di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	5.54
Traversi di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	2.03

##### Impalcato esistente 2004

Trave di primo ampliamento	acciaio	kN/m	4.48
----------------------------	---------	------	------

##### Impalcato esistente 1960

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	10.75
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	5.25

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

Il peso proprio della soletta in c.a. è funzione del peso specifico del calcestruzzo, pari a 25kN/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 2004

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

##### Impalcato esistente 1960

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

### 3.2.2 Carichi agenti sull’impalcato in fase 2

#### 3.2.2.1 Sovraccarichi permanenti

I sovraccarichi permanenti comprendono il peso proprio della pavimentazione stradale ( $\gamma = 22\text{kN/m}^3$ ) e il peso proprio dei cordoli in c.a. porta sicurvia. I carichi permanenti derivanti dall’installazione della barriera FOA sono trattati in un capitolo specifico.

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

#### 3.2.2.2 Cedimenti vincolari

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

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

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

essendo  $l_i$  la lunghezza della campata iesima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{1670}{10000} = 0.167 \text{ cm}$$

#### 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	1800	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mmq	450000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0.7	
$\epsilon_{c0}$	%	-0.255	deformazione da ritiro per essiccamento in %
$\epsilon_{cd,\infty}$	%	-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
$\beta_{ds}(t-t_s)$		0.98	

$\varepsilon_{cd}$	‰	-0.17	deformazione per ritiro da essiccamento
$\varepsilon_{ca,\infty}$	‰	-0.0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
$\varepsilon_{ca}$	‰	-0.0000625	deformazione per ritiro autogeno
$\varepsilon_{cs}$	‰	-0.17	deformazione totale per ritiro
n		15.6	coefficiente di omogenizzazione
e	mm	240	
N <sub>ed</sub>	kN	-1055	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
Med	kNm	-253.2	

Il ritiro genera nella sezione composta uno stato di pressoflessione, in cui lo sforzo normale  $N_{ed} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot A_c \cdot E_s}{n}$  e il momento flettente  $M_{ed} = N_{ed} \cdot e$ , essendo e l'eccentricità dello sforzo normale rispetto al baricentro della trave d'acciaio.

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	2070	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
Ac	mmq	517500	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
f <sub>cm</sub>	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t <sub>0,T</sub>	giorni	28	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
α		1	con α=1 t==t <sub>0,T</sub>
t <sub>0</sub>		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
β(t <sub>0</sub> )		0,49	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
β(f <sub>cm</sub> )		2,56	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
φ <sub>RH</sub>		1,25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
φ <sub>0</sub>		1,57	coefficiente nominale di viscosità
β <sub>H</sub>		1359,70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h <sub>0</sub>
		1500	
		1359,70	valore da considerare
β <sub>c(t-t<sub>0</sub>)</sub>		0,98	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
φ(t-t <sub>0</sub> )		1,53	coefficiente di viscosità
E <sub>28</sub>		35781,00	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:

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

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

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

- **Variazioni termiche lineari ( $\Delta T_M$ ) – 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
	$\Delta T_{M,heat}$ ( $^{\circ}\text{C}$ )	$\Delta T_{M,cool}$ ( $^{\circ}\text{C}$ )
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:

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

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

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

TRAVE INTERMEDIA

			<b>ΔT positivo</b>	<b>ΔT negativo</b>
gradiente termico	$\Delta T$	°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/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	b <sub>eff</sub>	mm	1800	1800
altezza soletta	h <sub>c</sub>	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	450000	450000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2760	-3312
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	170	170
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	470	-564

TRAVE DI ESTREMITÀ

			<b>ΔT positivo</b>	<b>ΔT negativo</b>
gradiente termico	$\Delta T$	°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/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	b <sub>eff</sub>	mm	2400	2400
altezza soletta	h <sub>c</sub>	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	600000	600000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3680	-4416
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	170	170
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	626	-751

• **Variazioni termiche lineari (ΔT<sub>M</sub>) – impalcato esistente**

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

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

### TRAVE AMPLIAMENTO 2004

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

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

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

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

### TRAVE 1

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	°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/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	b <sub>eff</sub>	mm	2085	2085
altezza soletta	h <sub>c</sub>	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	521250	521250
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3198	-3837
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	180	180
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	576	-691

### TRAVE 2

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	°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/°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	1710	1710
altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	427500	427500
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2623	-3147
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	180	180
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	472	-567

### TRAVE IN C.A.P. ESISTENTE

Per ponti di gruppo 3, si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura.

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

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

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

			$\Delta T$ 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	3000	3000
altezza soletta	hc	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	600000	600000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3681	-1963
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	300	300
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1104	-589

### 3.2.3.2 Azione del vento

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

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

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

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

- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- $v_0$ : 25,00 m/s
- $a_0$ : 750,00 m
- $k_s$ : 0,45

- as: 54 m
- ca: 1,0
- Tempo di ritorno  $T_R$ : 50 anni
- cr: 1,0
- vr: 25,00 m/s
- qr: 390,63 N/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:

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

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravvento.

Poiché, però, la struttura è composta da diverse travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

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

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

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

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

La geometria dell'opera prevede:  $h_T=0,70\text{m}$  e  $d = 3,00\text{m}$  (condizione più gravosa)

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 4,29$  per cui il valore interpolato vale  $\mu = 0,81$  che si suppone, a vantaggio di sicurezza, uguale per tutte le travi.

### **Azione del vento su ponte**

Sul bordo dell'impalcato è prevista una barriera FOA. Pertanto, sono state valutate le sollecitazioni che produce il vento sull'impalcato stesso considerando l'altezza di quella più alta pari a  $6,5 \text{ m} + 2$ .

Condizione di carico	Pressione del vento [Kn/m <sup>2</sup> ]	Altezza trave + impalcato [m]	Risultante trave + impalcato [KN/m]	Risultante FOA [KN/m]	Forza totale [kN/m]	Braccio della forza [m]	Momento torcente [kNm/m]
Ponte scarico	1.50	1.00	1.50	14.55	16.05	4.30	69.02
Ponte carico	1.50	1.00	1.50	14.55	16.05	4.30	69.02

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:

PONTE SCARICO						PONTE CARICO						
ntrave	i	xi [m]	xi <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	M [kNm]	Fi [kN]	ntrave	i	xi [m]	xi <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	M [kNm]	Fi [kN]	
1	1,8	3,6	12,96	69,02	7,67	1	1,8	3,6	12,96	69,02	7,67	
2	1,8	1,8	3,24		3,83	2	1,8	1,8	3,24		3,83	
3	1,8	0	0,00		0,00	3	1,8	0	0,00		0,00	
4	1,8	-1,8	3,24		-3,83	4	1,8	-1,8	3,24		-3,83	
5		-3,6	12,96		-7,67	5		-3,6	12,96		-7,67	
			32,40							32,40		

### 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.

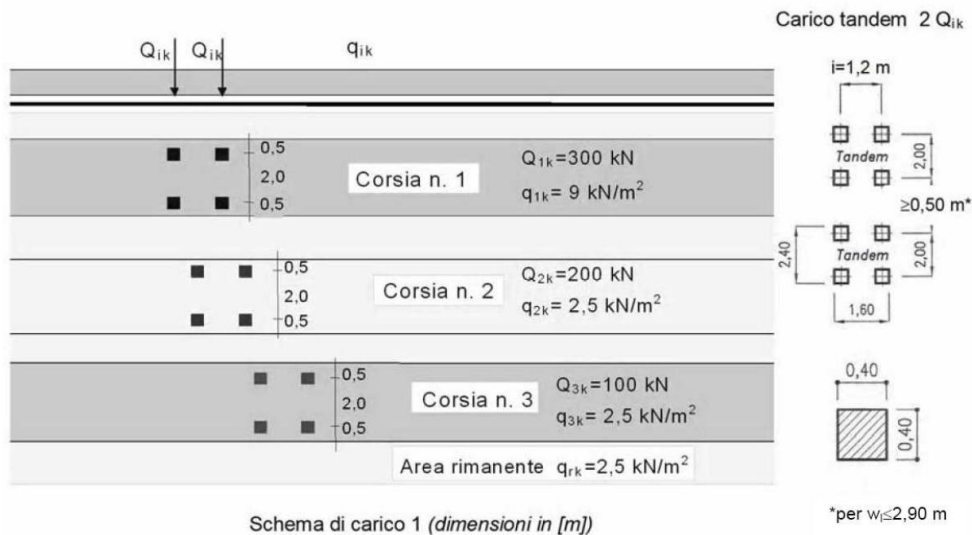


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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 mezzzeria campata e asse appoggi.

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

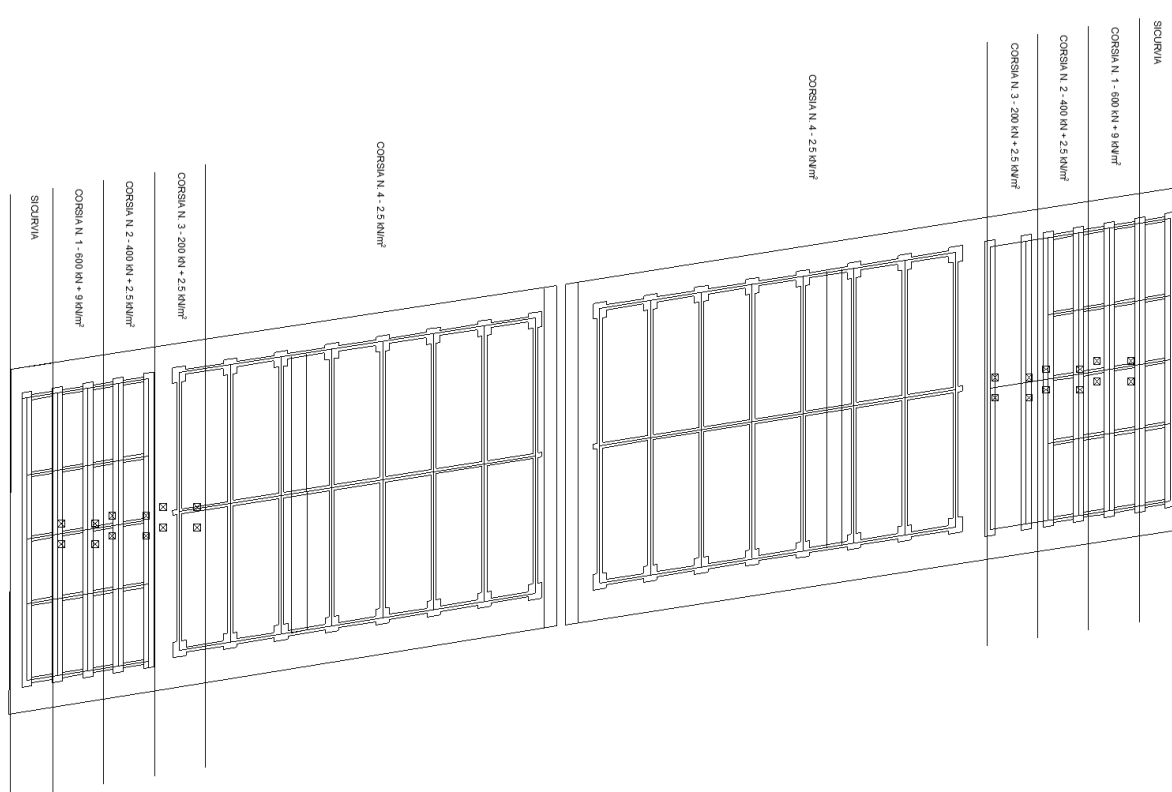


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento flettente su impalcato di progetto



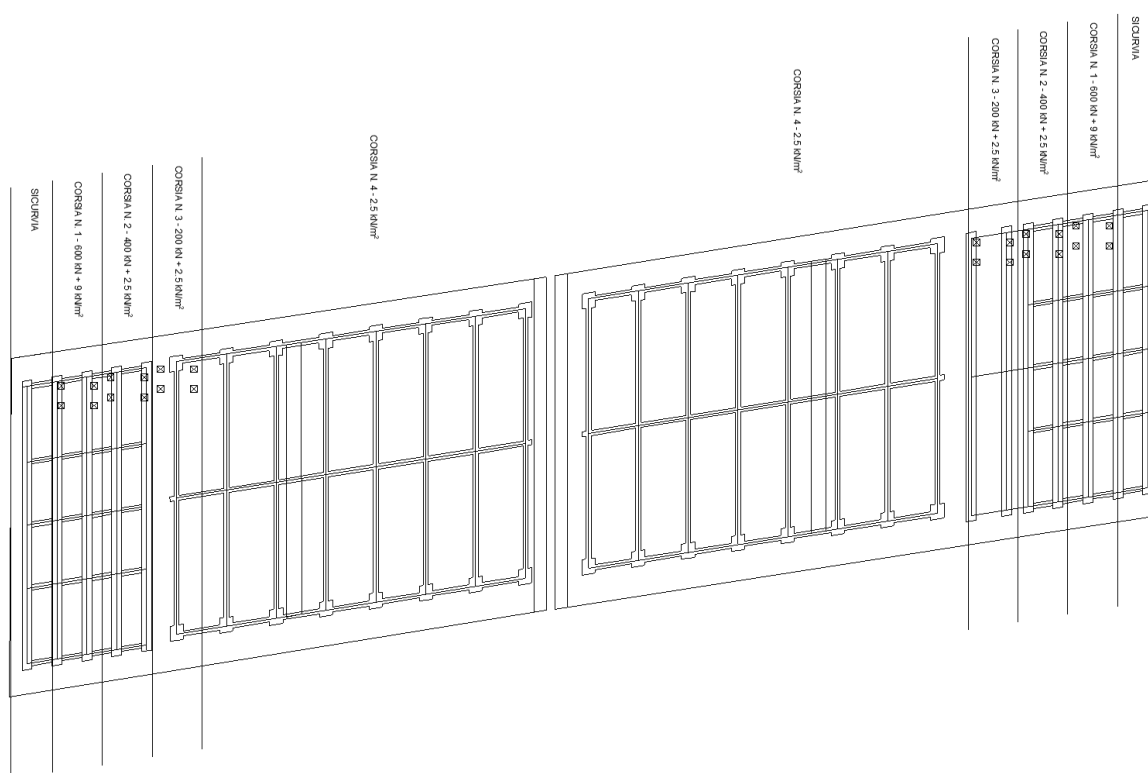


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massima azione di taglio su impalcato di progetto

• **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 **AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE:  $q_3$**

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

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

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

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

Azione di frenatura		
Q1k	Kn	300
q1k	Kn/mq	9
L	m	16,70
wl	m	3
q3	Kn	405.1
n (travi su cui ripartire)	-	2
q3 su trave = q3/(n*L)	Kn/m	12.1

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

• **Azione centrifuga**

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

• **Gruppi di carico**

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

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
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<sub>k,TS</sub> + 0.4 Q<sub>k,UDL</sub>) 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.

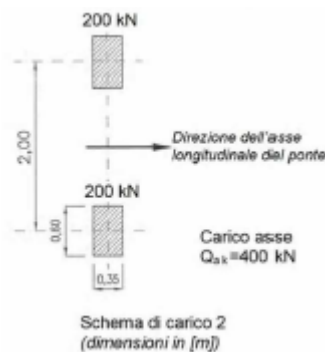


Figura 3-6. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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).

• **Modelli di Carico per 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  $0.3q_{rk}$ .

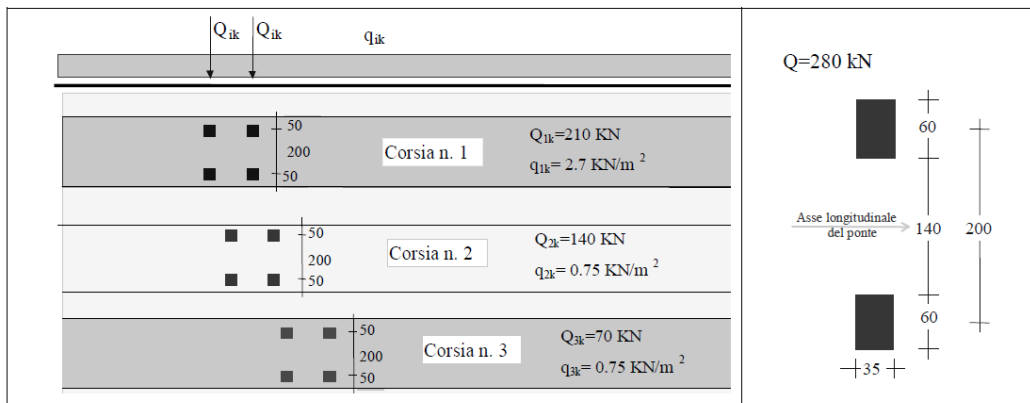


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

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.

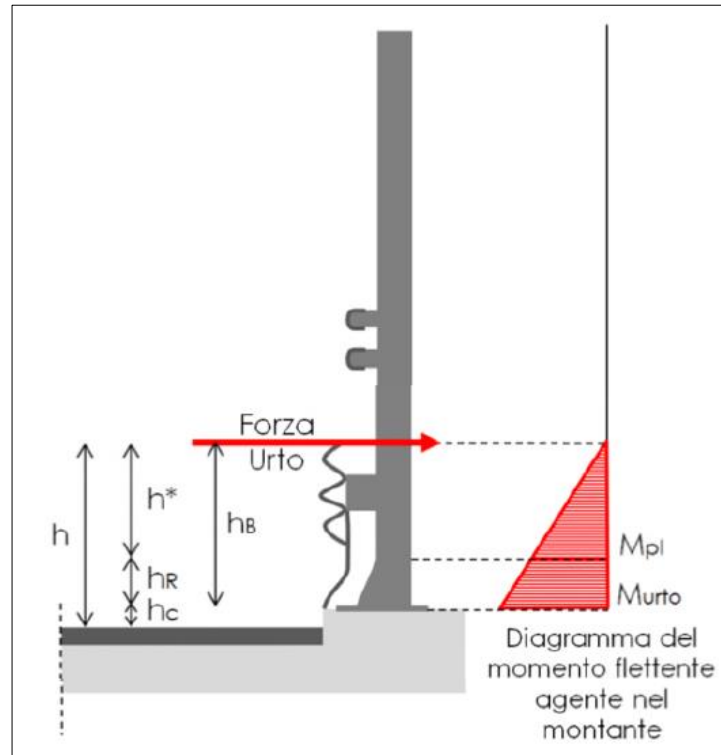


Figura 3-8. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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

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

### 3.2.3.6 Resistenze parassite dei vincoli

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

### 3.2.3.7 Azione sismica verticale

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

I parametri utilizzati per lo sviluppo dell'analisi sono riportati al cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** del presente elaborato.

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

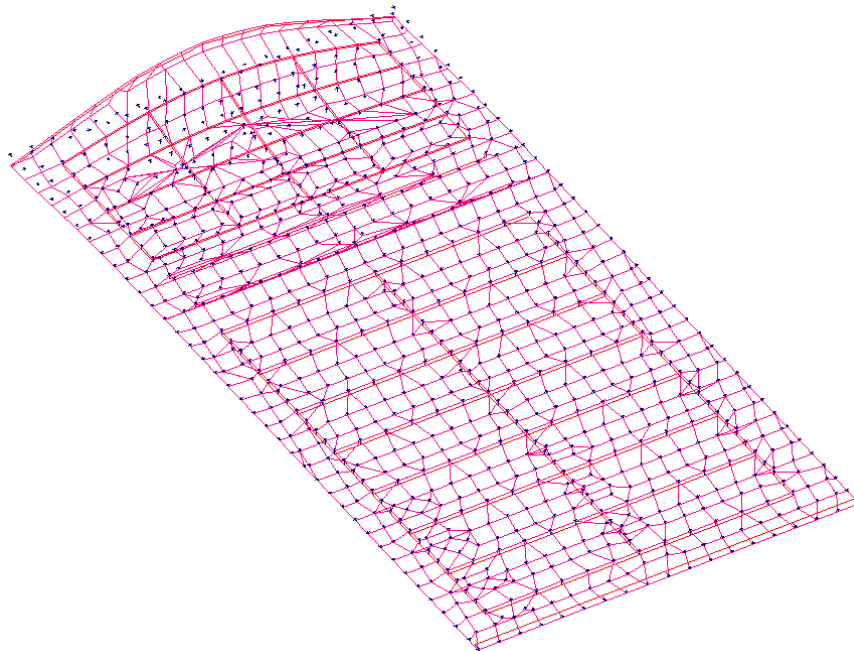


Figura 3-10. Deformata per modo di vibrare verticale ( $T=0.535s$ )

### 3.2.3.8 FOA

Sul bordo dell'impalcato Nord è prevista una barriera FOA alta 6.50+2.00 m, che producono le seguenti sollecitazioni sul cordolo porta barriera:

FOA TIPO 5 - H=6.50+2.00m (sollecitazioni per montanti tratto CORRENTE)	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		12,2				3,4
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		25,3				11,3
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-43,6	6,1				194,6
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	41,4	-6,9				-191,8
5: Neve		1,9				2,1
6: Pressione dinamica veicolare	28,8	-4,8				-133,5
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 producono le seguenti sollecitazioni sul cordolo porta barriera:

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

## 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  $\varphi'$  è da intendersi, dunque, come caratteristico.

### 3.3.4 Sovraccarico accidentale

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

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

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

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

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

### 3.3.5 Urto da veicolo in svio su pile

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

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

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

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

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

## 3.4 AZIONE SISMICA

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

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



## 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.

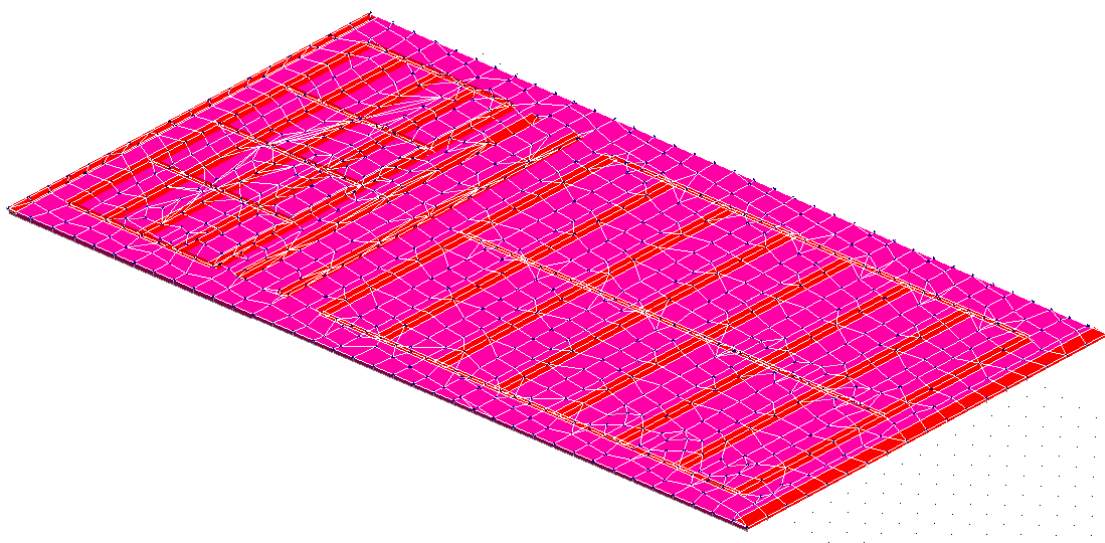


Figura 4-1. Modello FEM estruso

##### 4.1.1.2 Analisi del modello

I carichi esplicitati nel § 3. Sono stati inseriti nel modello attraverso elementi “pannello” (carico che trasferisce solo forze verticali) 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

<b>FASE 3 STATICA</b>										
Proprio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termica lineare	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2
Vento Y+	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0
Vento Y-	0	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9
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	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01	0
Tandem V	0	1,35	0	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01
Frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termica uniforme	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9	-0,9
0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	1,5	0
0	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	1,5
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	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0
0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01
1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9	-0,9

<b>FASE 3 SISMICA</b>										
Proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico distribuito	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Tandem M	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Tandem V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma X	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	0,3
Sisma Y	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1	1
Sisma Z	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3
-1	-1	1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3
0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1	1	-1

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
-0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	0,3	0,3	0,3
-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1	1	-1	-1
-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3
0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1

## 4.1.2 Verifiche

### 4.1.2.1 Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento

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

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

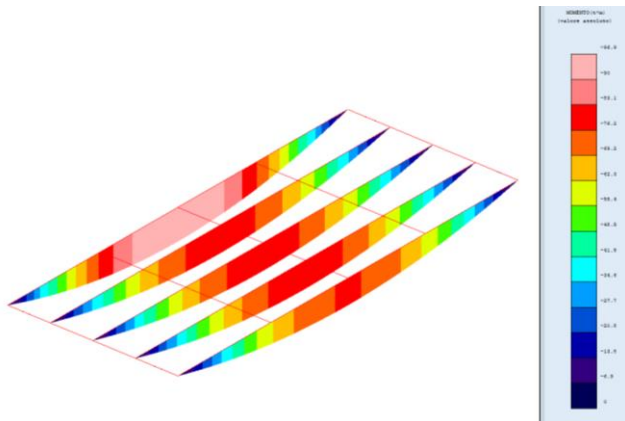


Figura 4-2. Inviluppo  $M_x$  [tm]

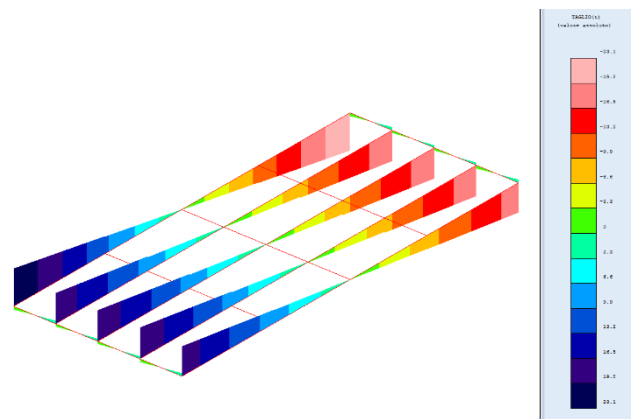


Figura 4-3. Inviluppo  $T_y$  [t]

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

<b>Wy</b>	<b><math>f_{yk}</math></b>	<b><math>y_{m1}</math></b>	<b>E</b>	<b>G</b>	<b>Iz</b>	<b>It</b>	<b>Iw</b>	<b>Lcr</b>
cm <sup>3</sup>	-	-	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm
11199	3550	1,05	2060000	824000	180079	5315	72031501	1670
<b><math>\alpha_{LT}</math></b>	<b><math>\lambda_{LT,0}</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>kc</b>				
-	-	-	-	-				
0,49	0,20	1,0	1,75	0,94				
<b>Mcr</b>	<b><math>\lambda_{LT}</math></b>	<b><math>\Phi_{LT}</math></b>	<b>f</b>	<b><math>\chi_{LT}</math></b>	>>>	<b>Mbrd</b>	>	<b>Med</b>
kgcm	-	-	-	-		kNm		kNm
80197343	0,704	0,871	0,971	0,744		2817		969

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

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

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

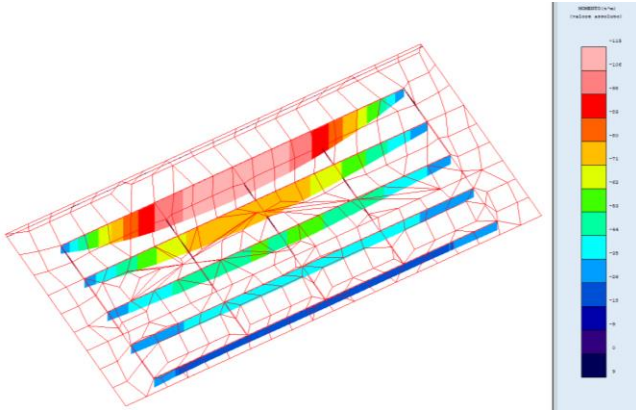


Figura 4-4. Involuppo Mx [tm]

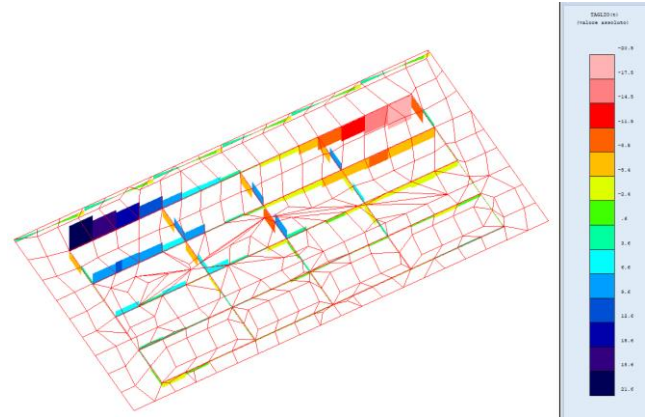


Figura 4-5. Involuppo Ty [t]

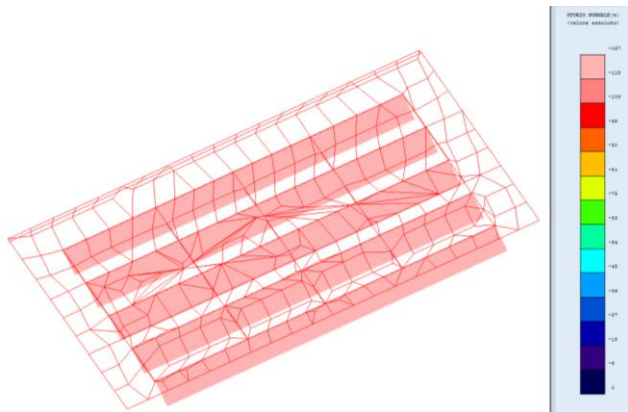


Figura 4-6. Involuppo N [t]

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

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

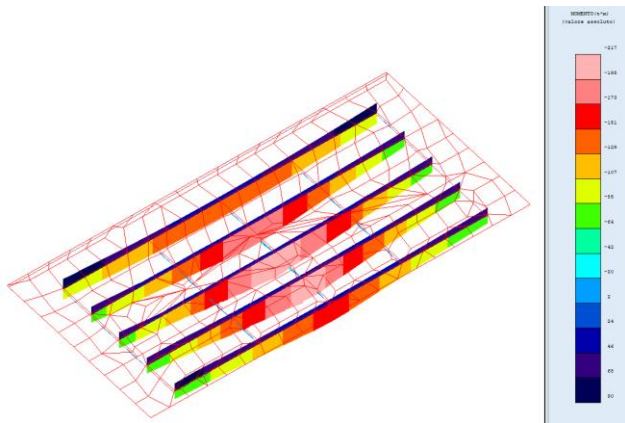


Figura 4-7. Involucro Mx [tm]

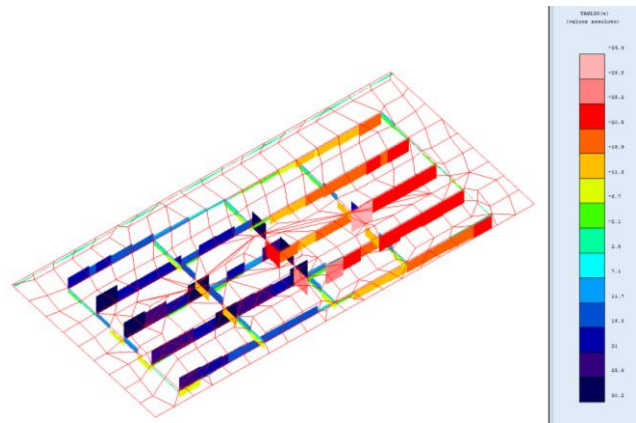


Figura 4-8. Involucro Ty [t]

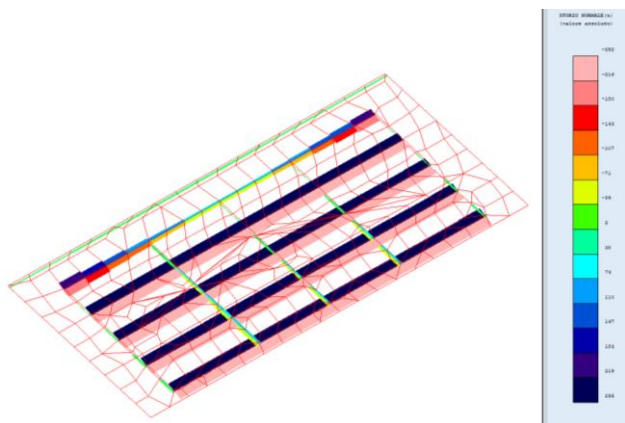
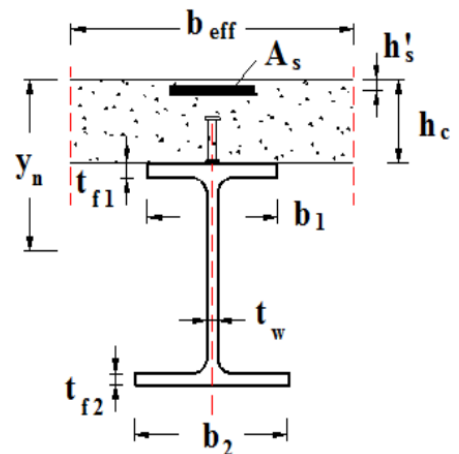


Figura 4-9. Involucro N [t]

• **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	$\gamma_{M1}$	1,05	
Ec	Mpa	34077,146	fyk	Mpa	$\gamma_{M2}$	1,25	
$\alpha_{cc}$		0,85	fyd	Mpa	Es	Mpa	210000
fck	Mpa	35			fyk	Mpa	355
fcm	Mpa	43			fydw	Mpa	338,10
fcd	Mpa	19,83					
Caratteristiche geometriche sezione mista							
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta				
b1	mm	600	hc	mm	250		
b2	mm	600	beff	mm	1800		
tf1	mm	50	h's	mm	40		
tf2	mm	50	As	mmq	3048		
h	mm	450					
tw	mm	30					
g	Kg/m	553,4					
A	cmq	705					
ly	cm4	251969					
lz	cm4	180079					
Wpl,y	cm3	12919					



Sollecitazioni nella varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	969	231	0
2	1150	216	1270
3A	1424	344	2550
totale	3543	791	3820



Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale pressoflessione		Tensione di calcolo	
n	0	15,6	6,2				n
yn [mm]	225	363,5	292,1				yn [mm]
Aid [cm <sup>2</sup> ]	705	15973,5	9060,0				Aid [cm <sup>2</sup> ]
Iid [cm <sup>4</sup> ]	251969	550622	747645				Iid [cm <sup>4</sup> ]
σc [MPa]	0	-5,67	-11,78	-17,45	<	-19,83	σc [MPa]
σs [MPa]	0	-80,00	-65,45	-145,45	<	391,30	σs [MPa]
σas [MPa]	-86,5	-36,10	-25,47	-148,07	<	338,10	σas [MPa]
σai [MPa]	86,5	82,70	95,15	264,35	<	338,10	σai [MPa]

Verifica a flessione e taglio

Verifica a flessione e taglio	
Ved	kN 791 taglio sollecitante di calcolo
Vrd	kN 2050 taglio resistente di calcolo
Ved/Vrd	0.386 < 0,50 → non necessario calcolare res. 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. Non sono necessari irrigidimenti dell'anima.

d	mm	350	altezza dell'anima
tw	mm	30	spessore dell'anima
d/tw		11,66667	rapporto altezza/spessore
ε		0,81	
η		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		11,67 < 48.60	rapporto limite anima non irrigidita

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.

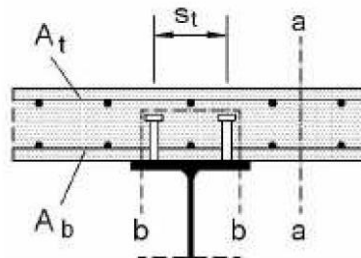
**4.1.2.2 Progetto connettori**

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

Vc	kN	10116	Massima compressione soletta
Va	kN	23 836	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	10116	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	16,7	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		47	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	355	passo connettori massimo

Verifica armatura trasversale della soletta

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



Vsd	kN	791.00	
fck	Mpa	35.00	
fs,yk	Mpa	450.00	
r			
h		1.00	per calcestruzzi ordinari
gc		1.50	
g s		1.15	
hc	mm	250.00	
hp	mm	200.00	altezza piolo
n		2.00	numero file connettori
dp	mm	30.00	diametro testa piolo
Acv	mmq	250000.00	sezione a-a
Acv	mmq	460000.00	sezione b-b
t rd	Mpa	0.37	
Ae	mmq	1693.00	Area armatura trasversale
Vrd a-a	kN	2333	➤ Vsd
Vrd b-b	kN	1095	➤ Vsd

#### 4.1.2.3 Verifica del traverso

Si verifica il traverso più sollecitato a pressoflessione e taglio.

Sollecitazioni di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	10	21	0
2	91	100	0
3	250	274	615
<b>totale</b>	<b>351</b>	<b>395</b>	<b>615</b>

Verifica membrature inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Verifica membrature inflesse e compresse			C4.2.4.1.3.3.1 metodo A
Ned	N	615000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	351000000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0,00	Momento flettente sollecitante di calcolo
$\gamma M1$		1,05	
A	mmq	25800	area della profilato
L	mm	1800	lunghezza libera di inflessione
fyk	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
Wy	mmc	3973000	modulo di resistenza elastico
Wz	mmc	901700	modulo di resistenza elastico
Iy	mm4	894020000	momento di inerzia
Iz	mm4	135260000	momento di inerzia
Ncr y	N	571901538	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	86525360	Sforzo normale critico euleriano
$\lambda y$		0,13	
$\lambda z$		0,33	
$\alpha y-y$		0,34	
$\alpha z-z$		0,49	
$\phi y-y$		0,50	
$\phi z-z$		0,58	
$\chi y-y$		1,0261	
$\chi z-z$		0,9362	
$\chi min$		0,9362	
Verifica		0,337	

TRAVERSO		
Verifica a flessione e taglio		
Ved	kN	395
Vrd	kN	1523
Ved/Vrd		0,259 < 0,50 → non necessario calcolare res. 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.

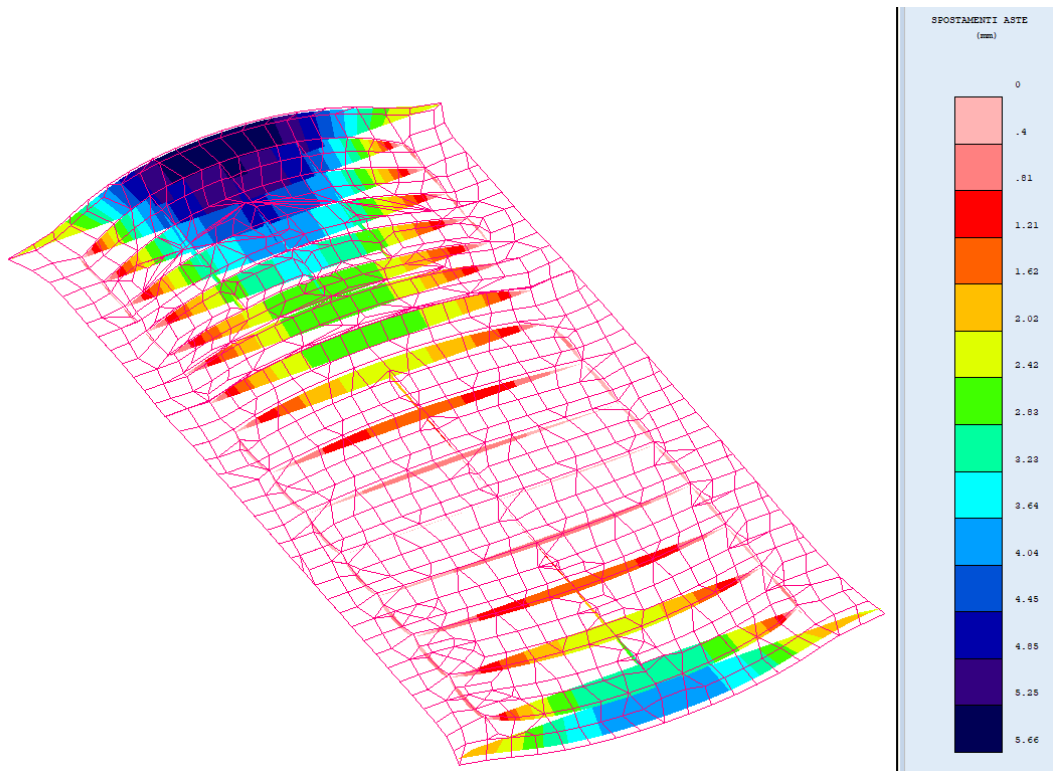
d	mm	390	altezza dell'anima
tw	mm	20	spessore dell'anima
d/tw		19,5	rapporto altezza/spessore
ε		0,81	
□		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48,82	rapporto limite anima non irrigidita

#### 4.1.2.4 Appoggi e giunti

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

Spostamento orizzontale per deformazioni termiche		
α	C° <sup>-1</sup>	0.000012
ΔT	C°	30
L	mm	16700
ΔL	mm	±6.01

Il risultato è confermato dal modello di calcolo, in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica (Smax=5.66mm) :



Le massima azione verticale in combinazione SLU trasmessa agli appoggi vale 1030kN.

#### 4.1.2.5 Verifica a deformazione

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

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

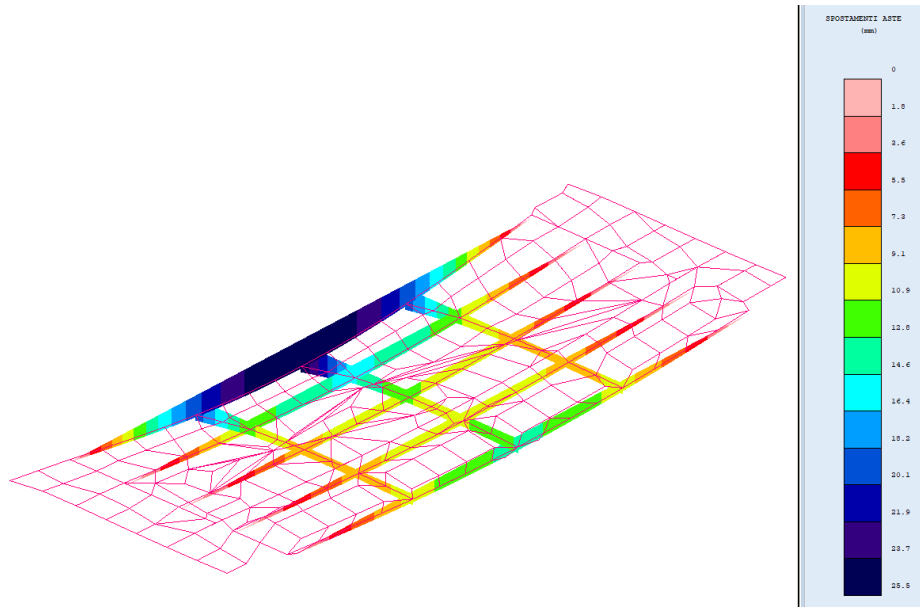


Figura 4-10. Deformazione  $\delta_1$  (carichi permanenti)

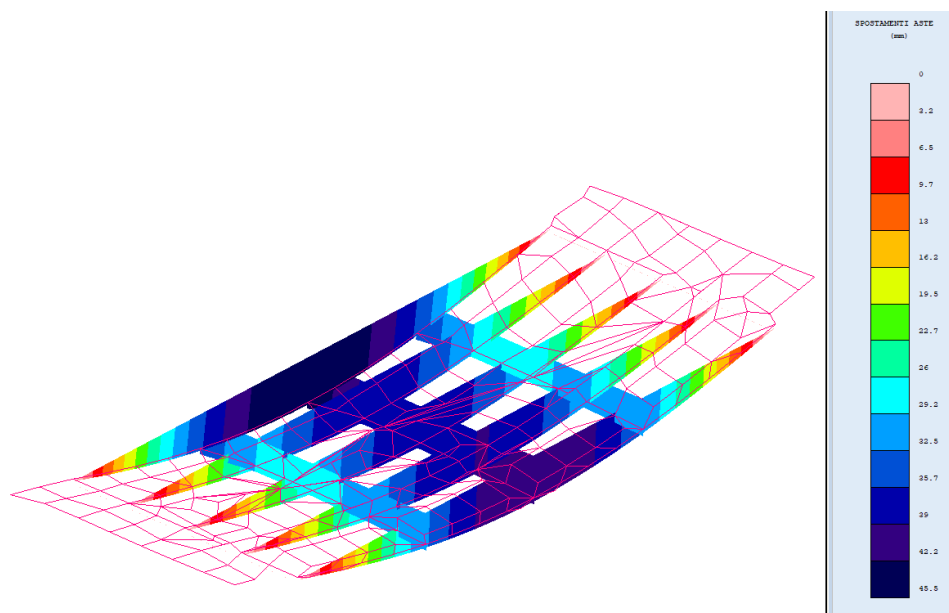


Figura 4-11. Deformazione totale  $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$  (carichi permanenti più variabili)

#### Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	45,5	
Deformazione $\delta_2$	mm	$45,5 - 25,5 = 20$	$< L/300 = 55,6$ mm
Contromonta $\delta_c$	mm	20	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	$45,5 - 20 = 25,5$	$< L/250 = 66,8$ 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.

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

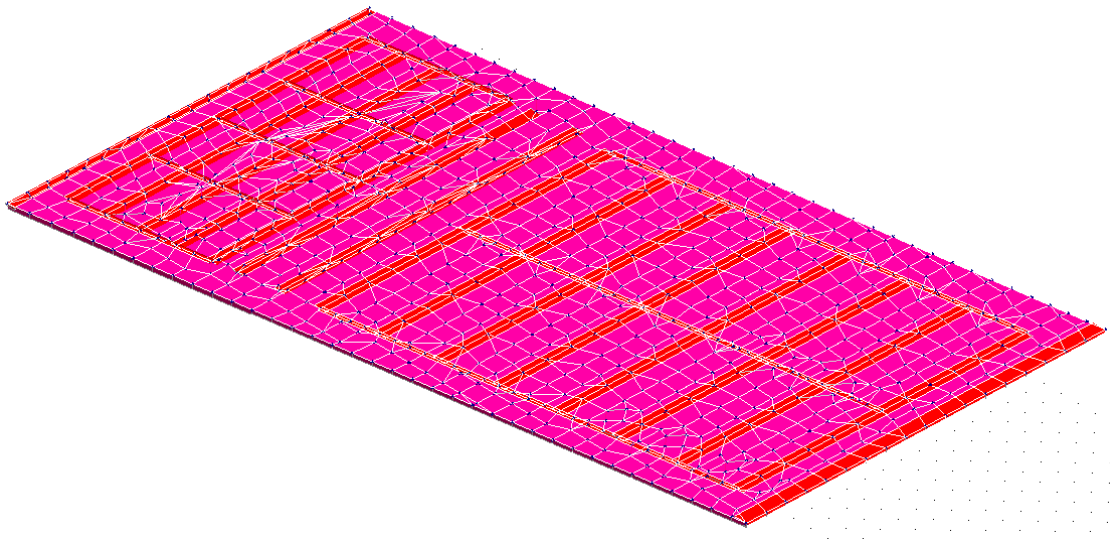


Figura 4-11. Modello FEM

#### 4.2.1.2 Analisi del modello

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.4, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli involuipi delle sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante e del momento flettente per ogni elemento del modello.

## 4.2.2 Verifiche

### 4.2.2.1 Verifica travi impalcato anni '60

- Verifica SLU

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

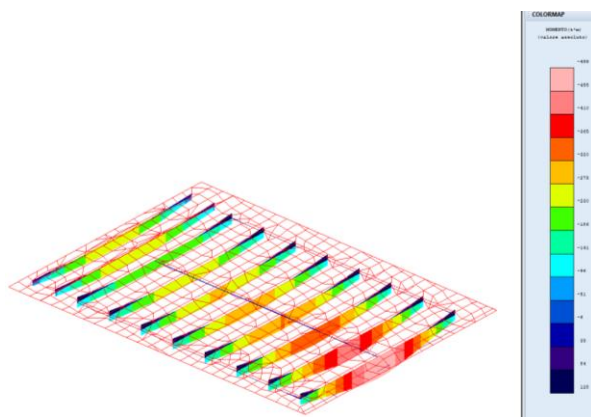


Figura 4-11. Involuppo Mx [tm]

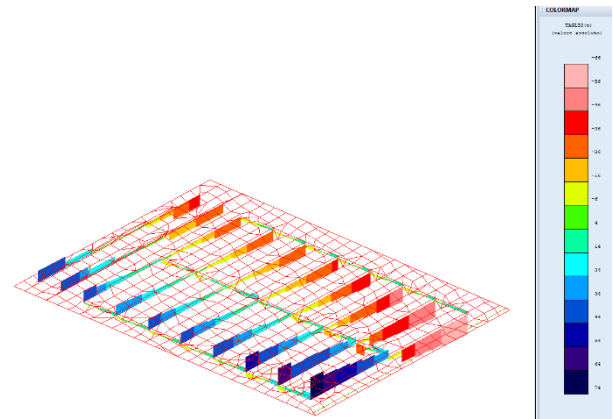


Figura 4-11. Involuppo Ty [t]

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

#### Cadute di tensione per rilassamento (NTC2018 §11.3.3.3)

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

#### Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo

T =	507,74	kN	tiro iniziale del cavo equivalente
A <sub>trefoli</sub> =	4,62	cmq	area trefoli
A <sub>trave</sub> =	4300,00	cmq	area trave c.a.p.
JG <sub>trave</sub> =	1,671E+06	cm4	momento inerzia trave c.a.p.
e <sub>trefoli</sub> =	32	cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
k =	3,64		(1 + e <sup>2</sup> / JG <sub>trave</sub> x A <sub>trave</sub> )
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-clc
$\Delta\sigma_p$ =	25,16	MPa	caduta di tensione per deformazione elastica



**Cadure di tensione per ritiro (NTC2018 §11.2.10.6)**

**Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$**

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

**Tabella 11.2.Vb – Valori di  $k_h$**

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

$A_c =$	4300	cmq	area trave
$u =$	220	cm	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	39,1	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	1		
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\epsilon_{c0} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{cd,inf} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.
$f_{ck}$	33,2	Mpa	
$\epsilon_{ca,inf}$	0,0000408		deformazione da ritiro autogeno
$\epsilon_{cs}$	0,0002808		deformazione totale da ritiro
$E_p =$	205000	MPa	modulo elastico trefoli
$\Delta\sigma_p =$	57,56	MPa	caduta di tensione per ritiro

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

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

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

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

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

Ac =	4300	cmq	area trave
u =	220	cmq	perimetro esposto all'aria
h0 =	39,1	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2Ac / u$
UR =	75	%	
to =	30	giorni	
$\phi(\text{inf}, t_0) =$	2,3		coeff. di viscosità
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-clc
$\sigma_{c,el} =$	7	Mpa	tensione del clc a quota cavo equivalente
$\Delta\sigma_p =$	96,6	Mpa	caduta di tensione dovuta alla viscosità = $\phi \times n \times \sigma_{c,el}$

**Cadute di tensione totali**

Rilassamento	62,78	MPa
Def. elastica	25,16	MPa
Ritiro	57,56	MPa
Viscosità	96,6	MPa
<b>Cadute totali</b>	<b>241,11</b>	<b>MPa</b>
Rapporto cadute/tiro iniziale	22,01%	

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

• **Verifica della trave in c.a.p.**

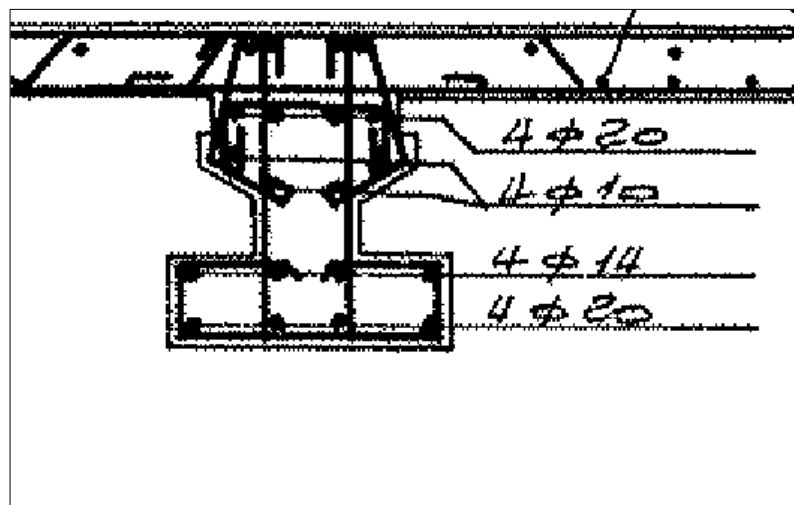
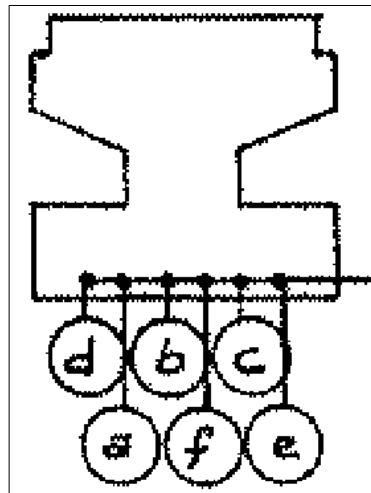
Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che le travi in c.a.p. dell'impalcato originario – carreggiata lato nord sono state oggetto di rinforzo strutturale realizzato con la sovrapposizione di due strisce di fibre unidirezionali di carbonio A.R. 400 gr/m<sup>2</sup> largo 0.70 m poste longitudinalmente e di strisce di fibra unidirezionale di carbonio A.R. 300 gr/m<sup>2</sup> largo 0.500 m poste trasversalmente.

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

Verifica a Flessione

Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata. Il momento massimo è pari a  $M_{ed}=4990$  kNm.

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzera dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 6 cavi costituiti da 18 $\phi$ 7 mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da 4 $\phi$ 20 e 4 $\phi$ 14.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica trave 60

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

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

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-150	90
2	-150	70
3	-30	70
4	-30	62
5	-34	62
6	-34	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12,57	0	4
2	6,16	0	21
3	12,57	0	66

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	41,5	0	8	900

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

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

Materiali

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.   
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Tipo cavo  
  
 $\epsilon_{su}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$   ‰  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{sp}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{sp}$   ‰ compressa pref.

Il massimo momento resistente è pari a  $M_{rd}=4394$  kNm, per cui la verifica non è soddisfatta.

Considerata la mancata conoscenza delle caratteristiche meccaniche del rinforzo applicato alle travi esistenti della carreggiata nord, si predispone un intervento che prevede l'eliminazione dei rinforzi presenti e l'esecuzione di un'incamiciatura con l'applicazione al lembo inferiore di 5Ø26 da ancorare all'armatura esistente.

Si procede, quindi, alla nuova verifica.

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

N° Vertici  Zoom  N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-150	90
2	-150	70
3	-30	70
4	-30	62
5	-34	62
6	-34	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12,57	0	4
2	6,16	0	21
3	12,57	0	66
4	26,55	0	-5

Armadura Precompressione

N° cavi  Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{sc}$ [MPa]
1	41,5	0	8	900

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M<sub>xRd</sub>  kNm

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

$E_{su}$   ‰  $E_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

Tipo cavo

Trefolo

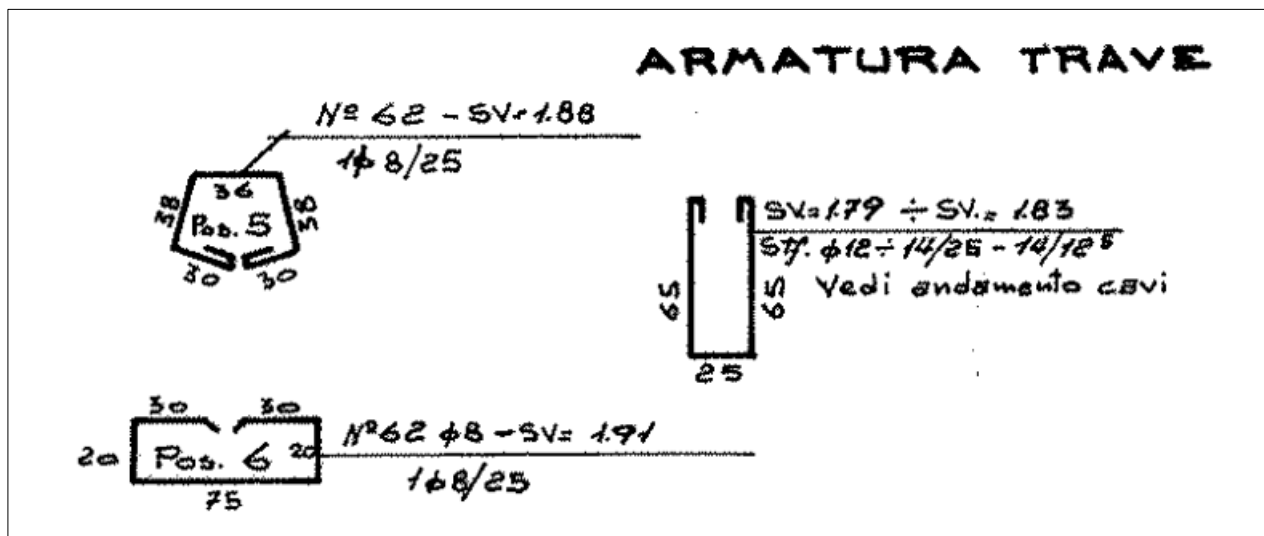
$\epsilon_{su}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  
 $E_s/E_c$   ‰  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²

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

Il massimo momento resistente è pari a  $M_{rd}=4993$  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  $\Phi 14/12.5$  cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio.



**DATI SEZIONE**

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	70	5

**DATI MATERIALE**

fcđ [MPa]	fyđ [MPa]
26.6	278

**DATI ARMATURA A TAGLIO**

Asw [cm <sup>2</sup> ]	n	α [°]	s [cm]
3.08	2	90	12.5

cotθ [°]	Vrcđ [t]	Vrsđ [t]	→	Vrd [t]
2.3	83.7	83.7		83.7

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 837 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=740 kN. La verifica è soddisfatta.

• Verifica della traverso in c.a.

Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che i traversi in c.a. dell'impalcato originario – carreggiata lato nord, sono stati oggetto di rinforzo strutturale realizzato incrementando l'altezza del traverso getto di cls e inghisaggio di nuova armatura e con la sovrapposizione di due lamelle in fibra di carbonio larghezza/spessore 100/1.2 poste longitudinalmente per il rinforzo a flessione e di uno strato di fascia trasversale di fibra di carbonio L=2.30 m per il rinforzo a taglio

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

Verifica a Flessione

Si verifica il traverso che risulta più sollecitato. Il momento massimo è pari a  $M_{ed}=78$  kNm.

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

N° figure elementari:  Zoom

N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,09	5
2	14,13	55

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰

$\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰

$\tau_{c1}$   ‰

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N° rett.

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

$L_o$   cm **Col. modello**

Precompresso

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d

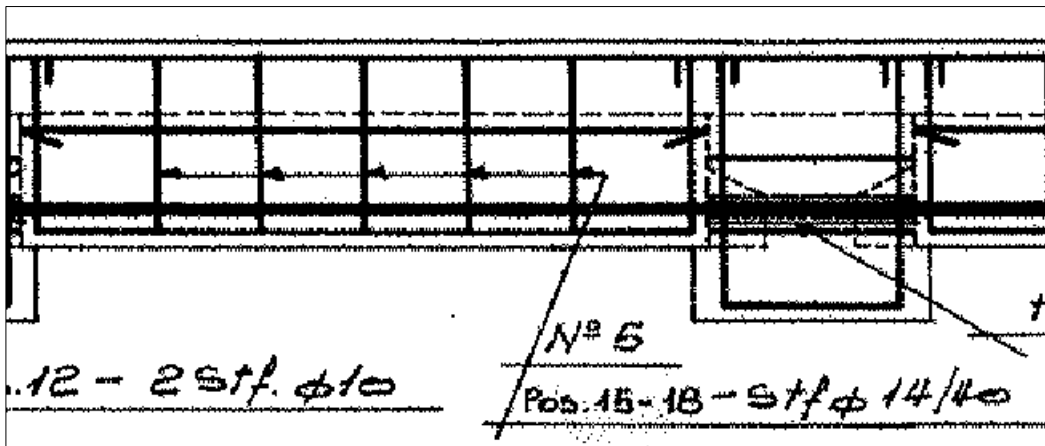
$\delta$

Il massimo momento resistente è pari a  $M_{rd}=140,20$  kNm, per cui la verifica è soddisfatta.



Verifica a taglio

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



DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	65	5

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
28	185

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm <sup>2</sup> ]	n	$\alpha$ [°]	s [cm]
3.08	2	90	40
cot $\theta$ [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]	Vrd [t]
2.5	78.2	19.2	→ 19.2

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 192 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=123 kN. La verifica è soddisfatta.

• **Verifica della soletta in c.a.**

La verifica a flessione della soletta esistente è stata condotta mediante l'ausilio del software di calcolo V.C.A. s.l.u..

Il calcolo del momento sollecitante è stato condotto, a vantaggio di stabilità, moltiplicando per un coefficiente amplificativo pari a  $\gamma=1,35$  i contributi di Peso proprio, Sovraccarico permanente, Carico da traffico distribuito e Carico tandem.

Le ipotesi di vincolo assunte alla base del calcolo sono state assunte in maniera cautelativa, in modo da produrre i seguenti momenti, rispettivamente in mezzeria e all'estremità:

$$M_{distr.+} = \frac{q \cdot l^2}{8}; M_{distr.-} = \frac{q \cdot l^2}{8,55}$$

$$M_{conc.+} = \frac{5 q \cdot l^2}{32}; M_{conc.-} = \frac{3 q \cdot l^2}{16}$$

Il momento sollecitante totale massimo è stato poi confrontato con il momento resistente calcolato in base alla quantità di armatura presente ai materiali e alle caratteristiche geometriche della soletta, verificando la disuguaglianza  $M_{sd} < M_{rd}$

VERIFICA SOLETTA ESISTENTE	
spessore	20 cm
base di calcolo	100 cm
base reagente per carico concentrato	176 cm
luce netta tra le travi	232 cm
Peso Proprio	500 kg/m <sup>2</sup>
Sovraccarico	245 kg/m <sup>2</sup>
Traffico distribuito	900 kg/m <sup>2</sup>
Tandem	15000 kg
Momento sollecitante in mezzeria	56,65 kNm
Momento sollecitante all'appoggio	64,03 kNm
Momento resistente in mezzeria	77,01 kNm
Momento resistente all'appoggio	77,01 kNm

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

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

Titolo : Soletta 84t esistente in mezzeria e all'appoggio

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	16,34	2
2	16,34	18

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

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 65 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali: Aq50 CA400

ε<sub>su</sub> 67,5 % ε<sub>c2</sub> 2 %  
 f<sub>yd</sub> 278,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 %  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 22,13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1,392 % σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
 σ<sub>s,adm</sub> 320 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 77,01 kN m  
 σ<sub>c</sub> -22,13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 278,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 %  
 ε<sub>s</sub> 26,02 %  
 d 18 cm  
 x 2,134 x/d 0,1186  
 δ 0,7

#### 4.2.2.2 Verifica impalcato ampliamento 2004

Si riporta di seguito il confronto tra i parametri meccanici di calcolo. Per gli elementi strutturali di ampliamento 2004, i valori sono desunti dalle indagini sperimentali (vedi cap.1.4.2.5).

	RISULTANZE INDAGINI SUI MATERIALI AMPLIAMENTO 2004		CARATTERISTICHE MECCANICHE NUOVO AMPLIAMENTO	
TRAVE	F <sub>yd</sub>	554,52	F <sub>yd</sub>	338,09
TRAVERSO	F <sub>yd</sub>	625,94	F <sub>yd</sub>	338,09

Considerato che le caratteristiche dei materiali dell'ampliamento 2004 risultano maggiori di quelle dei materiali di nuova realizzazione e che le caratteristiche inerziali delle sezioni geometriche del 2004 risultano superiori a quelle del 2020, si omette la verifica dell'ampliamento 2004.

## 5 ANALISI SPALLE

### 5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le spalle del viadotto esistenti (appartenenti al blocco “ORIGINARIO” e all’ “AMPLIAMENTO 1”) e di nuova realizzazione (“AMPLIAMENTO 2”) sono calcolate indipendentemente 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).

Tabella 5-1. Spalle - Configurazione

Spalla	Tipologia
ORIGINARIA	Mensola in c.a.
AMPLIAMENTO 1	Mensola in c.a.
AMPLIAMENTO 2	Mensola in c.a.

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 CRITERI DI MODELLAZIONE

### 5.2.1 Strutture di nuova realizzazione

L'analisi strutturale delle spalle, ed analogamente quella della pila e dei muri d'ala, viene condotta con modelli bidimensionali (tridimensionali solo per la pile) agli elementi finiti.

L'interazione tra i micropali di fondazione e la struttura viene simulata con molle verticali ed orizzontali di opportuna rigidità. La rigidità delle molle è stata calcolata tramite il programma di calcolo GROUP utilizzato per il dimensionamento e la verifica dei micropali di fondazione.

Nello specifico, con riferimento all'orientamento del sistema di riferimento del programma GROUP (asse x = verticale, asse y = orizzontale) sono stati calcolati gli spostamenti verticali ( $\delta_x$ ) ed orizzontali ( $\delta_y$ ) della palificata di fondazione per carichi rispettivamente verticali ( $F_x$ ) ed orizzontali ( $F_y$ ) di intensità equivalente a quella massima di progetto.

Le rigidità equivalenti dei micropali sono state pertanto calcolate come:

- rigidità molle in direzione verticale  $K_{vert} = F_x / \delta_x$
- rigidità molle in direzione orizzontale  $K_{orizz} = F_y / \delta_y$

Nel caso delle sottostutture del Sottovia Arcoveggio per ciascun micropalo di fondazione risulta  $K_{vert} = 230000$  kN/m e  $K_{orizz} = 9000$  kN/m.

Le reazioni vincolari sui micropali che si ottengono dalla modellazione ad elementi finiti sono generalmente inferiori alle sollecitazioni in testa ai micropali che si ottengono dall'analisi condotta con il programma di calcolo GROUP: questo perché tale programma, utilizzando parametri di modellazione del comportamento dei micropali nel terreno di tipo non lineare e dipendenti dalle caratteristiche geotecniche del terreno stesso, consente una maggiore affidabilità nella valutazione dello stato sollecitativo dei micropali rispetto all'analisi elastica lineare condotta con i programmi di modellazione strutturale utilizzati per il dimensionamento e la verifica delle strutture in elevazione e fondazione.

In conseguenza di ciò, le sollecitazioni sull'avanzaterra ottenute dall'analisi elastica lineare condotta con i programmi di calcolo ad elementi finiti risultano inferiori a quelle che si otterrebbero considerando la massima azione trasmessa dal palo più caricato valutata con il programma GROUP.

Per questo motivo nel seguito le verifiche strutturali dell'avanzaterra vengono condotte, oltre che con riferimento ai risultati dell'analisi ad elementi finiti, anche con riferimento alla massima azione trasmessa dal palo più caricato valutata con il programma GROUP.

Per gli altri elementi delle sottostrutture (elevazioni e retrozattere) i risultati dell'analisi condotta con i programmi di calcolo ad elementi finiti sono invece rappresentativi delle situazioni più dimensionanti.

### 5.2.2 Strutture esistenti

Nell'ambito del progetto esecutivo del primo ampliamento (anno 2004) le spalle della struttura originaria in carreggiata nord (quella per la quale era previsto un significativo ampliamento dell'impalcato) 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 ed adeguamento 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. 14/01/2018).

I pali tipo FRANKI (DN 420 mm, lunghezza L =10 m) presenti sotto alla fondazione delle spalle originarie non vengono considerati come fondazione profonda per la loro evidente inadeguatezza; qualora necessario la loro presenza verrà considerata nelle verifiche di capacità portante quale trattamento di consolidamento del terreno.

### 5.3 SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

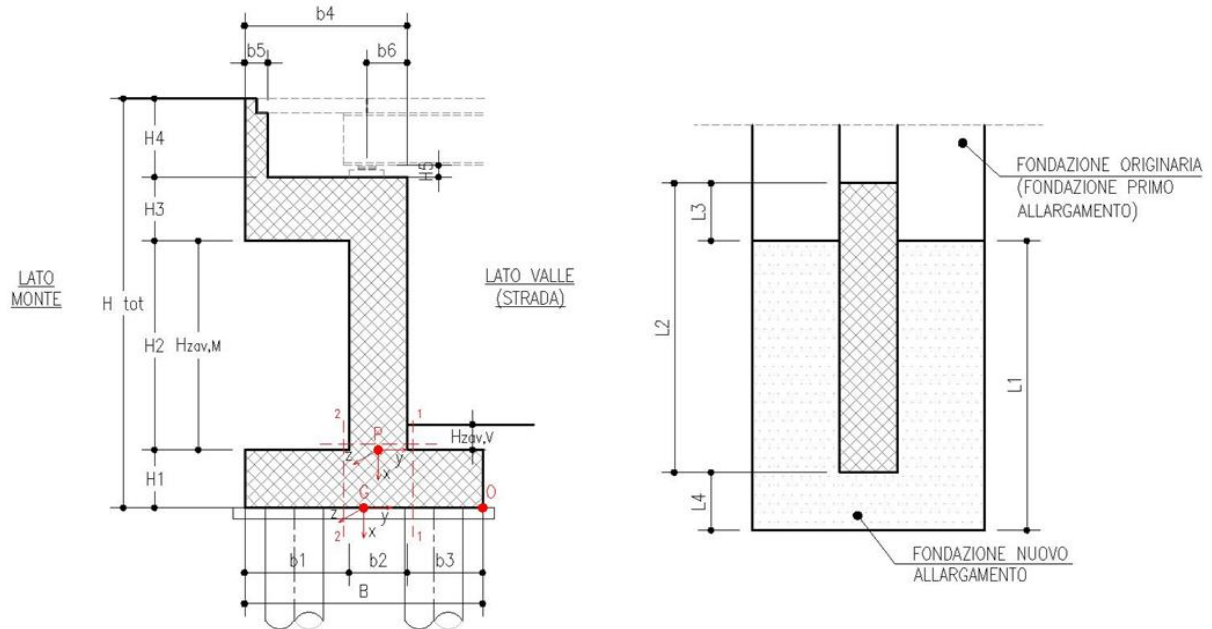
Secondo quanto esposto nei precedenti capitoli, in favore di sicurezza, la verifica è condotta unicamente per la spalla NORD lato RI (max altezza).

#### 5.3.1 Geometria di verifica

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

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	NORD	FONDAZIONE		INDIRETTA	
DIREZIONE	RIMINI	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
<b>Geometrie delle sottostrutture in ampliamento</b>					
L1		6.50	[m]	Larghezza zattera	
L2		8.60	[m]	Larghezza paramento	
L3		2.60	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.50	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.75	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.80	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.90	[m]	Spessore paramento	
b3		1.05	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.30	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.80	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>		7.65	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		4.25	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.95	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.45	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.25	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>zav_M</sub>		5.45	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>		0.45	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
<b>Geometrie dell'impalcato in ampliamento</b>					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN CARPENTERIA METALLICA + SOLETTA C.A.			
B <sub>tot</sub>		36.00	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B <sub>imp</sub>		8.60	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L <sub>imp</sub>		16.70	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n <sub>T</sub>		5.00		Numero travi principali	
i <sub>T</sub>		1.80	[m]	Interasse travi principali	
A <sub>T</sub>		0.06	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale	
L <sub>tr</sub>		8.00	[m]	Lunghezza traversi	
n <sub>tr</sub>		5.00		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>		0.16	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B <sub>cord_sic</sub>		1.25	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H <sub>cord_FOA</sub>		0.16	[m]	altezza cordolo FOA	
B <sub>cord_FOA</sub>		1.25	[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. Spalle - Dimensioni geometriche



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/m <sup>2</sup> ]	sovraccarico accidentale da traffico	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\varphi'$ (M1)		35	[°]		
$\varphi'$ (M2)		29.26	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\varphi$		38	[°]		
c'		0	[kPa]		



CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località:		Opera 84T (Via Arcoveggio)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.213	0.304	2.436
Categoria di sottosuolo:			C		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		$\beta$	1.00		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.296		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_v$	0.148		
<b>Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:</b>					
<u>Sisma diretto verso l'alto: - kv</u>					
	[°]	[rad]			
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	19.13	0.33			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.52				
$k_{AE}$ - M2	0.64				
<u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u>					
	[°]	[rad]			
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	14.44	0.25			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.44				
$k_{AE}$ - M2	0.54				

### 5.3.2 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  $M_z$  è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b>FONDAZIONE</b>		AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-6.45	0.525	85	0	-45
<b>Cordolo</b>	-6.45	0.525	10	0	-5
<b>FOA</b>	-6.45	0.525	12	0	-6
<b>Guardrail</b>	-6.45	0.525	1	0	-1
<b>Pavimentazione</b>	-6.45	0.525	14	0	-8
<b>Vento</b>	-6.45	0.525	2	0	-1
<b>Neve</b>	-6.45	0.525	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-6.45	0.525	116	0	-61
<b>Tandem 2</b>	-6.45	0.525	1	0	0
<b>Distribuito</b>	-6.45	0.525	34	0	-18
<b>Frenatura</b>	-6.45	0.525	0	11	-73
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-6.45	0.525	0	6	-39
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-6.45	0.525	0	83	-537
<b>Sisma dir. vert.</b>	-6.45	0.525	23	0	-12

Figura 5-2. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'impalcato

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 - 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	Frenatura su paraghiaia	Qk	sfav	1.5	0	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 dei carichi e delle pressioni applicati a nodi ed aste del modello FEM (per i carichi nodali in direzione Z il verso è positivo se diretto verso il basso).

## CARICHI

### Condizioni di carico elementari

#### Simbologia

- CCE = Numero della condizione di carico elementare  
 Comm. = Commento  
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite  
 Sic. = Contributo alla sicurezza  
 F = a favore  
 S = a sfavore  
 A = ambigua  
 Var. = Tipo di variabilità  
 B = di base  
 I = indipendente  
 A = ambigua  
 Dir. = Direzione del vento  
 Tipo = Tipologia di pressione vento  
 M = Massimizzata  
 E = Esterna  
 I = Interna  
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X  
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y  
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z  
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X  
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y  
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	peso proprio strutture	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
2	permanenti spalla	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
3	spinta terreno	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
4	accidentali tergo spalla verticali	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
5	accidentali tergo spalla orizzontali	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
6	Accidentali impalcato Tandem1	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
7	accidentali impalcato tandem2	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
8	accidentali impalcato Distribuiti	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
9	Frenatura impalcato	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
10	attrito appoggi	13 D.M. 08 Variabili Variazioni termiche	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
11	frenatura paraghiaia	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
12	sisma inerzie +kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
13	sisma inerzie -kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
14	incremento spinta sisma +kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
15	incremento spinta -kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 1: peso proprio strutture

**Carichi concentrati**

**Simbologia**

Nodo = Numero del nodo  
 Px = Componente X della forza applicata  
 Py = Componente Y della forza applicata  
 Pz = Componente Z della forza applicata  
 Mx = Momento intorno all'asse X  
 My = Momento intorno all'asse Y  
 Mz = Momento intorno all'asse Z

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	122.47	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 6: Accidentali impalcato Tandem1

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	115.58	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 7: accidentali impalcato tandem2

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	0.7	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 8: accidentali impalcato Distribuiti

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	33.74	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 9: Frenatura impalcato

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-11.25	0	0	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 10: attrito appoggi

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-6.12	0	0	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 11: frenatura paraghiaia

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
301	-47	0	0	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 12: sisma inerzie +kv

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-83.28	0	-111.75	0	0	0

**Elenco carichi nodi**

Condizione di carico n. 13: sisma inerzie -kv

**Carichi concentrati**

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-83.28	0	111.75	0	0	0

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 1: peso proprio strutture

**Elenco peso proprio aste**

**Simbologia**

Sez. = Numero della sezione  
 Comm. = Commento  
 A = Area  
 Mat. = Materiale  
 P = Peso specifico  
 PL = Peso specifico a metro lineare

Sez.	Comm.	A <mq>	Mat.	P <kN/mc>	PL <kN/m>
1	fondazione	1.000000	Calcestruzzo	25	25
2	elevazione	1.900000	Calcestruzzo	25	47.5
3	cordolo	2.800000	Calcestruzzo	25	70
4	paraghiaia	0.300000	Calcestruzzo	25	7.5
5	rigida	1.200000	Calcestruzzo senza peso	0	0
6	elevazione rigido	1.900000	Calcestruzzo senza peso	0	0

**Elenco carichi aste**

**Condizione di carico n. 1: peso proprio strutture**

**Carichi distribuiti**

**Simbologia**

Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 E = Elemento provenienza del carico  
 S = Solaio  
 T = Tamponatura  
 NE = Numero elemento di provenienza del carico  
 T = Tipo di carico  
 QA = Primo carico accidentale  
 QA2 = Secondo carico accidentale  
 QA3 = Terzo carico accidentale  
 QPS = Carico permanente strutturale  
 QPN = Carico permanente non strutturale  
 VE = Vento  
 M = Manuale  
 DC = Direzione del carico  
 XG, YG, ZG = secondo gli assi globali  
 XL, YL, ZL = secondo gli assi locali  
 Xi = Distanza iniziale  
 Qi = Carico iniziale  
 Xf = Distanza finale  
 Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
504	303	302	S	--	M	ZG	0	9	0.65	9

**Elenco carichi aste**

**Condizione di carico n. 2: permanenti spalla**

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
501	4	304	S	--	M	ZG	0	133	0.4	133
502	-6	3	S	--	M	ZG	0	85	0.1	85

**Elenco carichi aste**

**Condizione di carico n. 3: spinta terreno**

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-12.37	1.45	0
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-65.24	1	-56.71
32	-3	-4	S	--	M	XG	0	-43.92	1.5	-31.13

**Elenco carichi aste**

**Condizione di carico n. 4: accidentali tergo spalla verticali**

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
501	4	304	S	--	M	ZG	0	20	0.4	20

**Elenco carichi aste**

**Condizione di carico n. 5: accidentali tergo spalla orizzontali**

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>	Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-8.53	1.45	-8.53	2	-2	102	S	--	M	XG	0	-8.53	0.95	-8.53
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-8.53	1	-8.53	31	-4	-2	S	--	M	XG	0	-8.53	1.25	-8.53
32	-3	-4	S	--	M	XG	0	-8.53	1.5	-8.53	33	-1	-3	S	--	M	XG	0	-8.53	1.5	-8.53

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 12: sisma inerzie +kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>	Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-7.54	1.45	-7.54	2	-2	102	S	--	M	XG	0	-26.02	0.95	-26.02
31	-4	-2	S	--	M	XG	0	-24.69	1.25	-24.69	32	-3	-4	S	--	M	XG	0	-24.69	1.5	-24.69
33	-1	-3	S	--	M	XG	0	-24.69	1.5	-24.69	501	4	304	S	--	M	XG	0	-7.39	0.4	-7.39
501	304	-6	S	--	M	XG	0	-7.39	0.65	-7.39	502	-6	3	S	--	M	XG	0	-7.39	0.1	-7.39
502	3	10	S	--	M	XG	0	-7.39	0.65	-7.39	503	10	6	S	--	M	XG	0	-7.39	0.15	-7.39
503	6	-7	S	--	M	XG	0	-7.39	0.42	-7.39	503	-7	2	S	--	M	XG	0	-7.39	0.38	-7.39
503	2	-5	S	--	M	XG	0	-7.39	0.1	-7.39	503	-5	1	S	--	M	XG	0	-7.39	0.7	-7.39
503	1	303	S	--	M	XG	0	-7.39	0.15	-7.39	504	303	302	S	--	M	XG	0	-10.05	0.65	-10.05
504	302	9	S	--	M	XG	0	-10.05	0.4	-10.05											

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 13: sisma inerzie -kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>	Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-7.54	1.45	-7.54	2	-2	102	S	--	M	XG	0	-26.02	0.95	-26.02
31	-4	-2	S	--	M	XG	0	-24.69	1.25	-24.69	32	-3	-4	S	--	M	XG	0	-24.69	1.5	-24.69
33	-1	-3	S	--	M	XG	0	-24.69	1.5	-24.69	501	4	304	S	--	M	XG	0	-7.39	0.4	-7.39
501	304	-6	S	--	M	XG	0	-7.39	0.65	-7.39	502	-6	3	S	--	M	XG	0	-7.39	0.1	-7.39
502	3	10	S	--	M	XG	0	-7.39	0.65	-7.39	503	10	6	S	--	M	XG	0	-7.39	0.15	-7.39
503	6	-7	S	--	M	XG	0	-7.39	0.42	-7.39	503	-7	2	S	--	M	XG	0	-7.39	0.38	-7.39
503	2	-5	S	--	M	XG	0	-7.39	0.1	-7.39	503	-5	1	S	--	M	XG	0	-7.39	0.7	-7.39
503	1	303	S	--	M	XG	0	-7.39	0.15	-7.39	504	303	302	S	--	M	XG	0	-10.05	0.65	-10.05
504	302	9	S	--	M	XG	0	-10.05	0.4	-10.05											

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 14: incremento spinta sisma +kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>	Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-13.39	1.45	-13.39	2	-2	102	S	--	M	XG	0	-13.39	0.95	-13.39
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-13.39	1	-13.39	31	-4	-2	S	--	M	XG	0	-13.39	1.25	-13.39
32	-3	-4	S	--	M	XG	0	-13.39	1.5	-13.39	33	-1	-3	S	--	M	XG	0	-13.39	1.5	-13.39

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 15: incremento spinta -kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>	Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-17.99	1.45	-17.99	2	-2	102	S	--	M	XG	0	-17.99	0.95	-17.99
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-17.99	1	-17.99	31	-4	-2	S	--	M	XG	0	-17.99	1.25	-17.99
32	-3	-4	S	--	M	XG	0	-17.99	1.5	-17.99	33	-1	-3	S	--	M	XG	0	-17.99	1.5	-17.99

Si riportano nella tabella seguente i valori complessivi, suddivisi per singola condizione di carico elementare, delle forze agenti sulla struttura di spalla, utilizzati per verifica delle reazioni vincolari del modello.

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE					
<b>(C1): Pesi propri - strutturali e non</b>					
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Fondazione		-0.50	0.00	118.75	0.00
Paramento		-3.13	0.38	201.88	0.00
Cordolo in c.a.		-5.73	-0.08	66.50	0.00
Paraghiaia		-6.93	-1.33	10.88	0.00
Zavorra lato valle		-1.23	1.85	9.45	0.00
<b>TOTALE</b>				<b>407</b>	<b>0</b>
<b>(C2): Zavorra stabilizzante</b>					
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Zavorra a tergo		-3.73	-1.48	196	0
<b>(C3): Spinta delle terre - riposo</b>				$H_{SPINTA}$ [m]	7.65
Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
M1	0.43	-2.55	0.00	0	250
M2	0.51	-2.55	0.00	0	299
<b>(C4): Sovraccarico accidentale</b>				$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20
<b>Componente verticale</b>		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	-1.48	36	0
<b>Componente orizzontale</b>		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Sovr. accidentale (4b) M1		-3.83	0.00	0	65
Sovr. accidentale (4b) M2		-3.83	0.00	0	78
<b>(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non</b>				$k_h$	0.296
				$k_v$	0.148
Sisma diretto verso l'alto: - kv					
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Fondazione		-0.50	0.00	-17.55	35.11
Paramento		-3.13	0.38	-29.84	59.68
Cordolo in c.a.		-5.73	-0.08	-9.83	19.66
Paraghiaia		-6.93	-1.33	-1.61	3.22
Zavorra a tergo		-3.73	-1.48	-29.00	58.01
Zavorra lato valle		-1.23	1.85	-1.40	2.79
<b>TOTALE</b>				<b>-89</b>	<b>178</b>
Sisma diretto verso il basso: + kv					
Descrizione		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Fondazione c.a.		-0.50	0.00	17.55	35.11
Paramento c.a.		-3.13	0.38	29.84	59.68
Trave in c.a.		-5.73	-0.08	9.83	19.66
Paraghiaia in c.a.		-6.93	-1.33	1.61	3.22
Zavorra a tergo		-3.73	-1.48	29.00	58.01
Zavorra lato valle		-1.23	1.85	1.40	2.79
<b>TOTALE</b>				<b>89</b>	<b>178</b>
<b>(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva</b>					
Sisma diretto verso l'alto: - kv					
Comb.	$k_s$	$k_{AE}$	$S_s$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.27	0.52	158.59	260.99	102
M2	0.34	0.64	200.99	319.65	119
Sisma diretto verso il basso: + kv					
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_s$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.27	0.44	158.59	296.21	138
M2	0.34	0.54	200.99	362.39	161

### 5.3.3 Combinazioni di calcolo

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti Combinazioni di calcolo per la verifica degli elementi strutturali.

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	1.35	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	1.01	1.01	1.35	1.35	1.01	1.01	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	0.00	0.00	0.00	1.35	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
C7	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	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

Rara				frequente	
no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
11	12	13	14	15	16
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
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
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	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

Figura 5-3. Spalle - Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica elementi strutturali



### 5.3.4 Modello di calcolo

Come descritto al Capitolo 2.2 il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto tramite un semplice modello FEM 2D della spalla il cui schema è riportato nelle pagine seguenti; il modello è costituito da nodi ed elementi beam; i vincoli sono costituiti da molle che simulano i micropali di sottofondazione; la rigidezza delle molle sia in direzione verticale sia in direzione orizzontale è stata determinata sulla base della effettiva deformabilità dei terreni attraversati dai micropali.

Al modello sono stati quindi applicati i carichi delle Condizioni di Carico Elementari descritti ed elencati al paragrafo precedente; i risultati ottenuti dall’analisi sono stati infine combinati per ottenere le Combinazioni di carico di verifica.

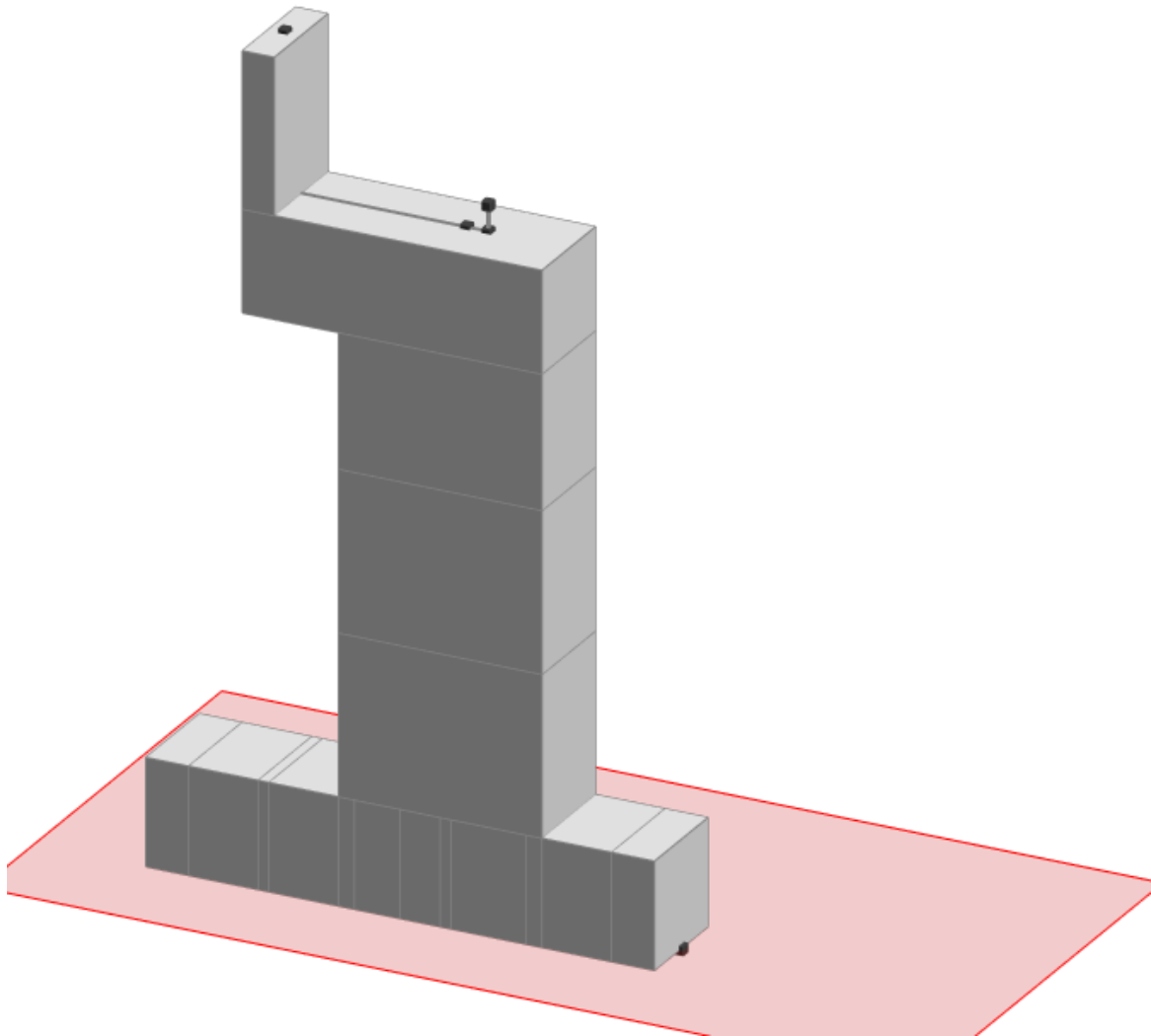


Figura 5-4. Spalle - Modello FEM – Vista solida

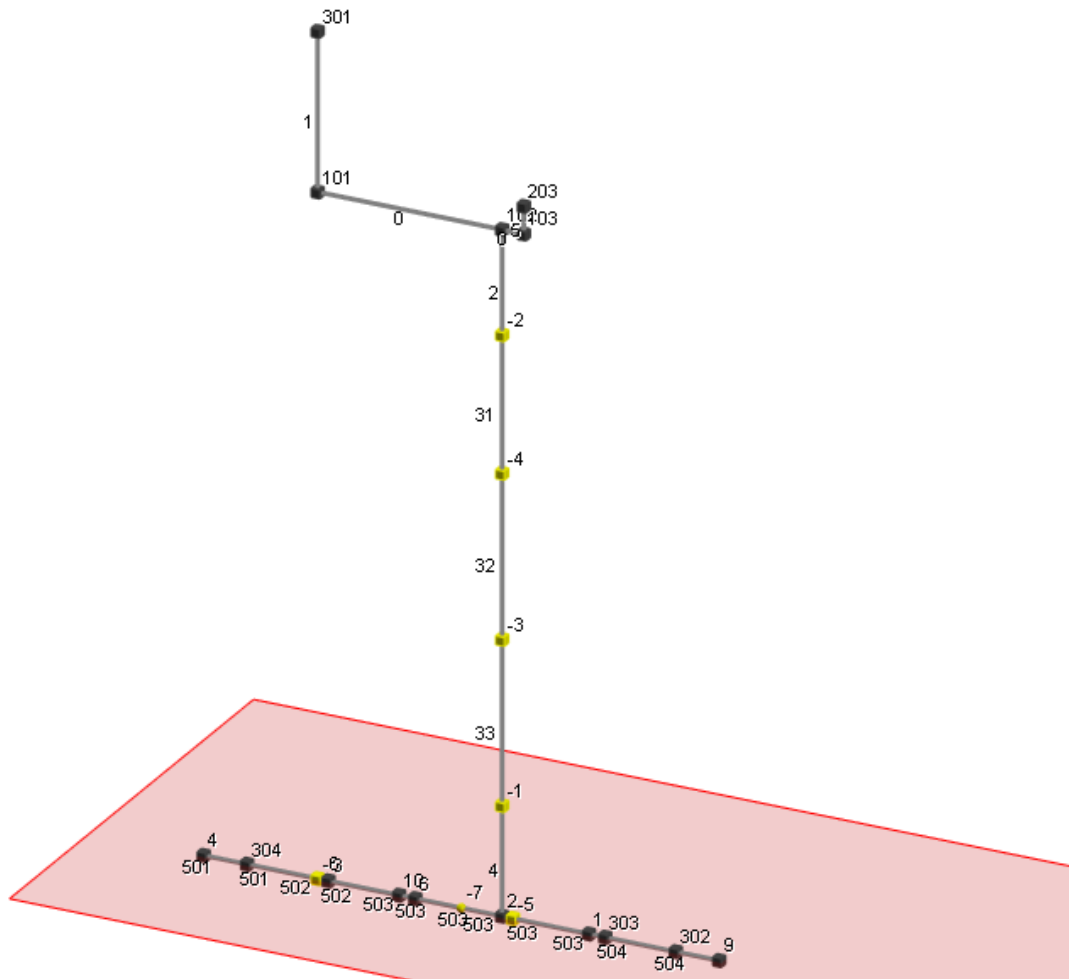


Figura 5-5. Spalle - Modello FEM - numerazione nodi e aste

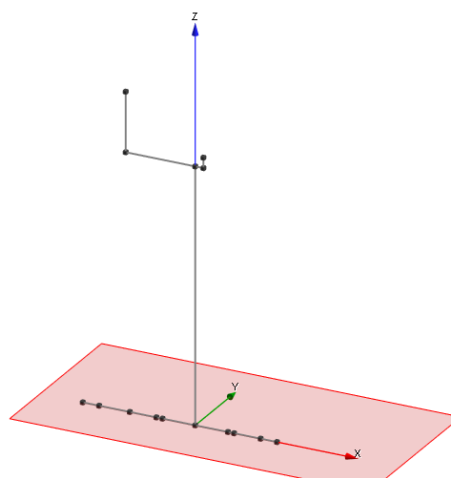


Figura 5-6. Spalle - Modello FEM – Sistema di riferimento globale

### 5.3.5 Verifiche strutturali spalla

#### 5.3.5.1 Sollecitazioni risultanti sul paramento

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sul paramento per le diverse combinazioni di calcolo esaminate.

##### Sollecitazioni aste

###### Simbologia

- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo1
- N2 = Nodo2
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- N = Sforzo normale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- Ty = Taglio in dir. Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Tz = Taglio in dir. Z
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2		X <m>	N <kN>	CC	Ty <kN>	CC	Mz <kNm>	CC	Tz <kN>	CC	My <kNm>	CC	Mx <kNm>	CC
31	-4	-2	Max	0	-177.34	9	0	1	0	1	284.61	10	-132.74	15	0	1
31	-4	-2	Max	1.25	-117.96	9	0	1	0	1	196.88	10	-51.43	15	0	1
31	-4	-2	Min.	0	-551.53	2	0	1	0	1	86.28	15	-547.59	10	0	1
31	-4	-2	Min.	1.25	-471.38	2	0	1	0	1	46.04	15	-268.21	6	0	1
32	-3	-4	Max	0	-248.59	9	0	1	0	1	407.47	10	-309.17	15	0	1
32	-3	-4	Max	1.5	-177.34	9	0	1	0	1	284.61	10	-132.74	15	0	1
32	-3	-4	Min.	0	-647.72	2	0	1	0	1	152.16	15	-1064.25	10	0	1
32	-3	-4	Min.	1.5	-551.53	2	0	1	0	1	86.28	15	-547.59	10	0	1
33	-1	-3	Max	0	-319.83	9	0	1	0	1	549.52	10	-598.82	15	0	1
33	-1	-3	Max	1.5	-248.59	9	0	1	0	1	407.47	10	-309.17	15	0	1
33	-1	-3	Min.	0	-743.91	2	0	1	0	1	237.23	15	-1779.59	10	0	1
33	-1	-3	Min.	1.5	-647.72	2	0	1	0	1	152.16	15	-1064.25	10	0	1

Si riportano di seguito gli involuipi dei diagrammi delle azioni allo SLU per le aste del paramento

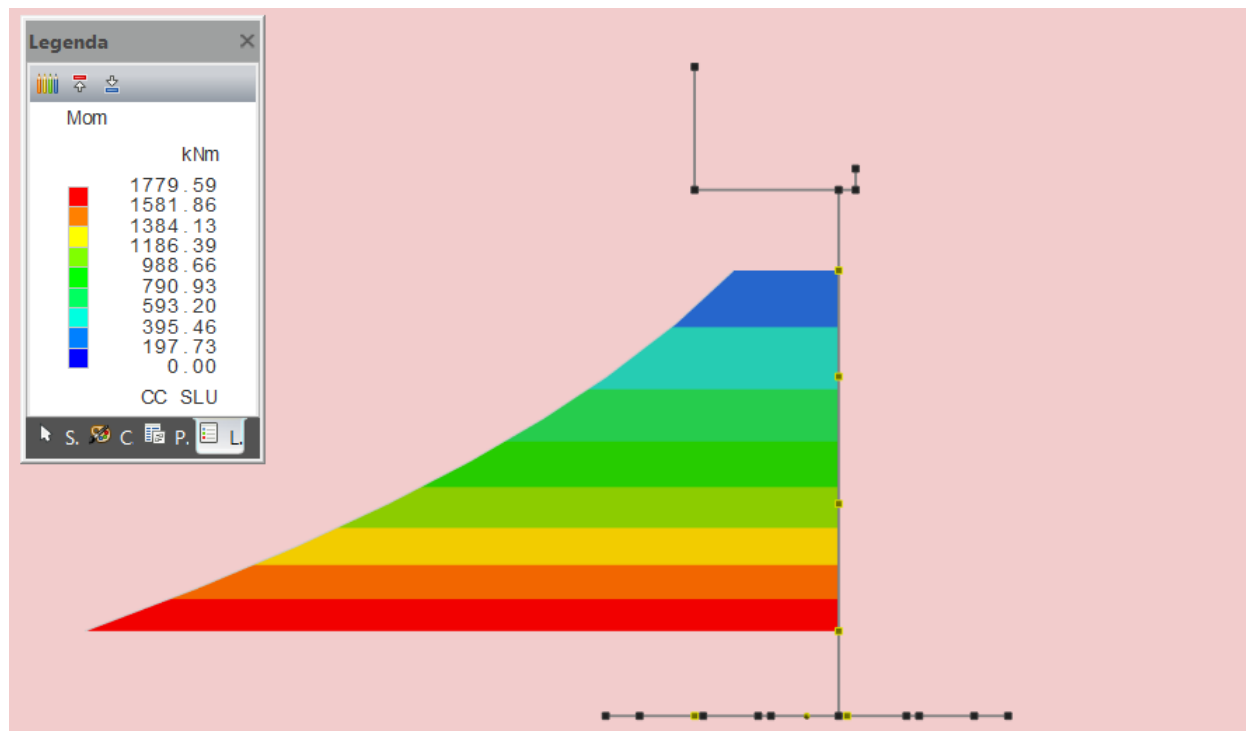


Figura 5-7. Spalle - Modello FEM – Involuppo momenti SLU paramento



Figura 5-8. Spalle - Modello FEM – Involuppo taglio SLU paramento

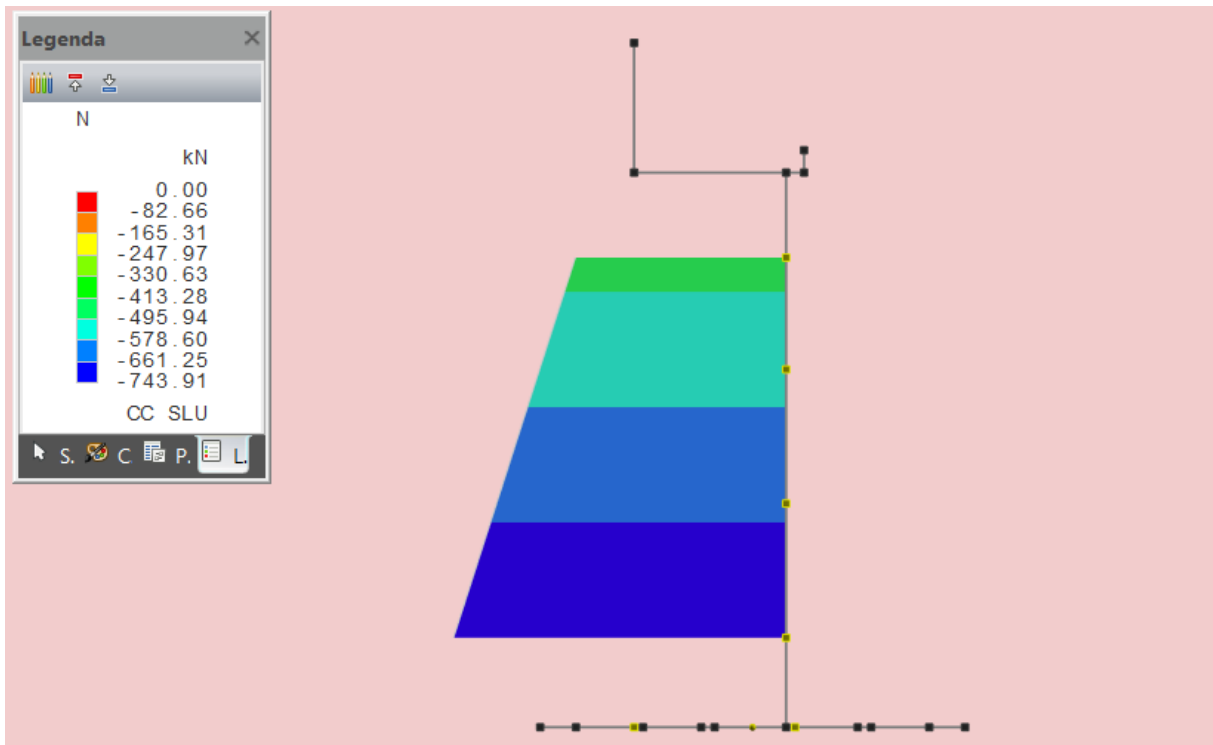


Figura 5-9. Spalle - Modello FEM – Involuppo Azione assiale SLU paramento

### 5.3.5.2 Verifiche strutturali del paramento

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø26/20cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø26/20cm
- Armatura a taglio : spilli 1Ø12/40x40cm

Si riportano di seguito:

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

### Verifiche sezioni aste

#### SPA\_ELEV

#### SEZ\_PARAM

##### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu	= Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	= Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale

Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 ctgθ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo  
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Sez. = Numero della sezione  
 B = Base  
 H = Altezza  
 Cf = Copriferro  
 Cls = Tipo di calcestruzzo  
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
 Tp = Tipo di acciaio  
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <m>	H <m>	Cf	Cls	Fck <kN/mq>	Fctk <kN/mq>	Fcd <kN/mq>	Fctd <kN/mq>	Tp	Fyk <kN/mq>	Fyd <kN/mq>
2R	1	1.9	0.06		C32/40	33200	2169.26	18813.3	1446.17	B450C	450000	391304

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 31 (-4 -2)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	εc	TS	Sic.
1	1	0	SLU	-349.95	198.37	0	-349.95	2174.45	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	>100
2	2	0	SLU	-551.53	238.69	0	-551.53	2355.3	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.868
3	3	0	SLU	-485.2	243.32	0	-485.2	2295.78	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	73.672
4	4	0	SLU	-368.87	414.43	0	-368.87	2191.43	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	5.288
5	5	0	SLU	-259.22	196.27	0	-259.22	2093.06	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	10.665
6	6	0	SLU	-460.81	236.58	0	-460.81	2273.9	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.612
7	7	0	SLU	-394.47	241.22	0	-394.47	2214.39	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.180
8	8	0	SLU	-278.14	412.33	0	-278.14	2110.03	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	5.117
9	9	0	SLU	-177.34	472.21	0	-177.34	2019.6	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	4.277
10	10	0	SLU	-400.84	547.59	0	-400.84	2220.1	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	4.054
11	1	1.25	SLU	-269.79	77.72	0	-269.79	2102.54	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	27.055
12	2	1.25	SLU	-471.38	118.03	0	-471.38	2283.39	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	19.346
13	3	1.25	SLU	-405.04	114.64	0	-405.04	2223.87	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	19.399
14	4	1.25	SLU	-288.72	225.43	0	-288.72	2119.52	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.403
15	5	1.25	SLU	-199.85	75.61	0	-199.85	2039.79	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	26.977
16	6	1.25	SLU	-401.43	115.93	0	-401.43	2220.64	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	19.156
17	7	1.25	SLU	-335.09	112.54	0	-335.09	2161.12	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	19.203
18	8	1.25	SLU	-218.77	223.33	0	-218.77	2056.77	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.210
19	9	1.25	SLU	-117.96	190.08	0	-117.96	1966.33	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	10.345
20	10	1.25	SLU	-341.46	248.04	0	-341.46	2166.84	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	8.736

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 32 (-3 -4)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	εc	TS	Sic.
21	1	0	SLU	-446.14	455.55	0	-446.14	2260.74	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.963
22	2	0	SLU	-647.72	495.87	0	-647.72	2441.59	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.924
23	3	0	SLU	-581.38	504.15	0	-581.38	2382.07	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.725
24	4	0	SLU	-465.06	747.65	0	-465.06	2277.72	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	3.047
25	5	0	SLU	-330.47	453.45	0	-330.47	2156.98	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	4.757
26	6	0	SLU	-532.06	493.77	0	-532.06	2337.82	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.735
27	7	0	SLU	-465.72	502.05	0	-465.72	2278.31	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.538
28	8	0	SLU	-349.39	745.55	0	-349.39	2173.95	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	2.916
29	9	0	SLU	-248.59	958.49	0	-248.59	2083.52	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	2.174
30	10	0	SLU	-472.09	1064.25	0	-472.09	2284.02	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	2.146
31	1	1.5	SLU	-349.95	198.37	0	-349.95	2174.45	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	>100
32	2	1.5	SLU	-551.53	238.69	0	-551.53	2355.3	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.868
33	3	1.5	SLU	-485.2	243.32	0	-485.2	2295.78	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	73.672
34	4	1.5	SLU	-368.87	414.43	0	-368.87	2191.43	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	5.288
35	5	1.5	SLU	-259.22	196.27	0	-259.22	2093.06	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	10.665
36	6	1.5	SLU	-460.81	236.58	0	-460.81	2273.9	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.612
37	7	1.5	SLU	-394.47	241.22	0	-394.47	2214.39	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	9.180
38	8	1.5	SLU	-278.14	412.33	0	-278.14	2110.03	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	5.117
39	9	1.5	SLU	-177.34	472.21	0	-177.34	2019.6	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	4.277
40	10	1.5	SLU	-400.84	547.59	0	-400.84	2220.1	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	4.054

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 33 (-1 -3)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	εc	TS	Sic.
41	1	0	SLU	-542.33	872.05	0	-542.33	2347.03	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	2.691
42	2	0	SLU	-743.91	912.37	0	-743.91	2527.88	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	2.771
43	3	0	SLU	-677.57	917.77	0	-677.57	2468.37	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	2.690

44	4	0	SLU	-561.25	1233.66	0	-561.25	2364.01	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	1.916
45	5	0	SLU	-401.72	869.95	0	-401.72	2220.9	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	2.553
46	6	0	SLU	-603.31	910.27	0	-603.31	2401.74	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	2.639
47	7	0	SLU	-536.97	915.67	0	-536.97	2342.23	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	2.558
48	8	0	SLU	-420.64	1231.56	0	-420.64	2237.87	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	1.817
49	9	0	SLU	-319.83	1633.09	0	-319.83	2147.44	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	1.387
50	10	0	SLU	-543.34	1779.59	0	-543.34	2347.94	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	1.319
51	1	1.5	SLU	-446.14	455.55	0	-446.14	2260.74	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.963
52	2	1.5	SLU	-647.72	495.87	0	-647.72	2441.59	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.924
53	3	1.5	SLU	-581.38	504.15	0	-581.38	2382.07	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.725
54	4	1.5	SLU	-465.06	747.65	0	-465.06	2277.72	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	3.047
55	5	1.5	SLU	-330.47	453.45	0	-330.47	2156.98	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	4.757
56	6	1.5	SLU	-532.06	493.77	0	-532.06	2337.82	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.735
57	7	1.5	SLU	-465.72	502.05	0	-465.72	2278.31	0	2-3	180	-3.5	Mz/N	4.538
58	8	1.5	SLU	-349.39	745.55	0	-349.39	2173.95	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	2.916
59	9	1.5	SLU	-248.59	958.49	0	-248.59	2083.52	0	1-2	180	-2.52	Mz/N	2.174
60	10	1.5	SLU	-472.09	1064.25	0	-472.09	2284.02	0	1-2	180	-1.54	Mz/N	2.146

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 31 (-4 -2)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
1	1	0	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6291.98	916.09
2	2	0	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6327.12	916.09
3	3	0	0	131.59	1	7.07	131.59	2	6315.55	916.09
4	4	0	0	179.85	1	7.07	179.85	2	6295.28	916.09
5	5	0	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6276.16	916.09
6	6	0	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6311.3	916.09
7	7	0	0	131.59	1	7.07	131.59	2	6299.74	916.09
8	8	0	0	179.85	1	7.07	179.85	2	6279.46	916.09
9	9	0	0	267.81	1	7.07	267.81	2	6261.89	916.09
10	10	0	0	284.61	1	7.07	284.61	2	6300.85	916.09
11	1	1.25	0	69.06	1	7.07	69.06	2	6278.01	916.09
12	2	1.25	0	69.06	1	7.07	69.06	2	6313.14	916.09
13	3	1.25	0	77.29	1	7.07	77.29	2	6301.58	916.09
14	4	1.25	0	125.55	1	7.07	125.55	2	6281.3	916.09
15	5	1.25	0	69.06	1	7.07	69.06	2	6265.81	916.09
16	6	1.25	0	69.06	1	7.07	69.06	2	6300.95	916.09
17	7	1.25	0	77.29	1	7.07	77.29	2	6289.39	916.09
18	8	1.25	0	125.55	1	7.07	125.55	2	6269.11	916.09
19	9	1.25	0	185.83	1	7.07	185.83	2	6251.54	916.09
20	10	1.25	0	196.88	1	7.07	196.88	2	6290.5	916.09

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 32 (-3 -4)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
21	1	0	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6308.74	916.09
22	2	0	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6343.88	916.09
23	3	0	0	220.5	1	7.07	220.5	2	6332.32	916.09
24	4	0	0	268.76	1	7.07	268.76	2	6312.04	916.09
25	5	0	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6288.58	916.09
26	6	0	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6323.72	916.09
27	7	0	0	220.5	1	7.07	220.5	2	6312.16	916.09
28	8	0	0	268.76	1	7.07	268.76	2	6291.88	916.09
29	9	0	0	383.76	1	7.07	383.76	2	6274.31	916.09
30	10	0	0	407.47	1	7.07	407.47	2	6313.27	916.09
31	1	1.5	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6291.98	916.09
32	2	1.5	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6327.12	916.09
33	3	1.5	0	131.59	1	7.07	131.59	2	6315.55	916.09
34	4	1.5	0	179.85	1	7.07	179.85	2	6295.28	916.09
35	5	1.5	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6276.16	916.09
36	6	1.5	0	126.98	1	7.07	126.98	2	6311.3	916.09
37	7	1.5	0	131.59	1	7.07	131.59	2	6299.74	916.09
38	8	1.5	0	179.85	1	7.07	179.85	2	6279.46	916.09
39	9	1.5	0	267.81	1	7.07	267.81	2	6261.89	916.09
40	10	1.5	0	284.61	1	7.07	284.61	2	6300.85	916.09

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 33 (-1 -3)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
41	1	0	0	339.41	1	7.07	339.41	2	6325.51	916.09
42	2	0	0	339.41	1	7.07	339.41	2	6360.65	916.09
43	3	0	0	335.32	1	7.07	335.32	2	6349.09	916.09
44	4	0	0	383.57	1	7.07	383.57	2	6328.81	916.09
45	5	0	0	339.41	1	7.07	339.41	2	6301	916.09
46	6	0	0	339.41	1	7.07	339.41	2	6336.14	916.09
47	7	0	0	335.32	1	7.07	335.32	2	6324.58	916.09
48	8	0	0	383.57	1	7.07	383.57	2	6304.3	916.09
49	9	0	0	518.9	1	7.07	518.9	2	6286.73	916.09
50	10	0	0	549.52	1	7.07	549.52	2	6325.69	916.09

51	1	1.5	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6308.74	916.09
52	2	1.5	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6343.88	916.09
53	3	1.5	0	220.5	1	7.07	220.5	2	6332.32	916.09
54	4	1.5	0	268.76	1	7.07	268.76	2	6312.04	916.09
55	5	1.5	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6288.58	916.09
56	6	1.5	0	220.24	1	7.07	220.24	2	6323.72	916.09
57	7	1.5	0	220.5	1	7.07	220.5	2	6312.16	916.09
58	8	1.5	0	268.76	1	7.07	268.76	2	6291.88	916.09
59	9	1.5	0	383.76	1	7.07	383.76	2	6274.31	916.09
60	10	1.5	0	407.47	1	7.07	407.47	2	6313.27	916.09

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 31 (-4 -2)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σc <kN/mq>	σf <kN/mq>
61	11	SLE R	0	-259.22	146.94	26.55	26.55	382.26	5471.81
62	12	SLE R	0	-408.55	176.8	26.55	26.55	478.82	6919.47
63	13	SLE R	0	-359.4	194.54	26.55	26.55	506.65	7266.93
64	14	SLE R	0	-273.24	177.31	26.55	26.55	466.01	6624.04
65	11	SLE R	1.25	-199.85	57.57	0	53.09	187.12	2725.17
66	12	SLE R	1.25	-349.17	87.43	0	53.09	307.25	4484.8
67	13	SLE R	1.25	-300.03	91.11	0	53.09	287.93	4189.77
68	14	SLE R	1.25	-213.87	73.87	0	53.09	218.64	3174.75

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 32 (-3 -4)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σc <kN/mq>	σf <kN/mq>
69	11	SLE R	0	-330.47	337.44	26.55	26.55	982.24	22766.7
70	12	SLE R	0	-479.8	367.31	26.55	26.55	997.82	14031.8
71	13	SLE R	0	-430.65	401.93	26.55	26.55	1146.76	23135.9
72	14	SLE R	0	-344.49	384.7	26.55	26.55	1139.16	29767.2
73	11	SLE R	1.5	-259.22	146.94	26.55	26.55	382.27	5471.81
74	12	SLE R	1.5	-408.55	176.8	26.55	26.55	478.82	6919.47
75	13	SLE R	1.5	-359.4	194.54	26.55	26.55	506.65	7266.93
76	14	SLE R	1.5	-273.24	177.31	26.55	26.55	466.01	6624.05

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 33 (-1 -3)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σc <kN/mq>	σf <kN/mq>
77	11	SLE R	0	-401.72	645.96	26.55	26.55	1994.25	74052.1
78	12	SLE R	0	-551.04	675.83	26.55	26.55	2031.13	59184.1
79	13	SLE R	0	-501.9	727.33	26.55	26.55	2227.86	76185.9
80	14	SLE R	0	-415.74	710.09	26.55	26.55	2199.74	85253.8
81	11	SLE R	1.5	-330.47	337.44	26.55	26.55	982.24	22766.7
82	12	SLE R	1.5	-479.8	367.31	26.55	26.55	997.82	14031.8
83	13	SLE R	1.5	-430.65	401.93	26.55	26.55	1146.76	23135.9
84	14	SLE R	1.5	-344.49	384.7	26.55	26.55	1139.16	29767.2

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 31 (-4 -2)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c</sub> eff <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
85	15	0	SLE F	-259.22	132.74	0	47	226.31	0.16	280.24	26	26.55	2294.28	1452.13	79714.1	0	0
86	16	0	SLE F	-359.4	152.77	0	47	226.31	0.13	251.62	26	26.55	2294.28	677.31	53444.5	0	0

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 32 (-3 -4)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c</sub> eff <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
89	15	0	SLE F	-330.47	309.17	0	47	226.31	0.2	319.31	26	26.55	2294.28	17877.5	224715	0.03	0.02
90	16	0	SLE F	-430.65	329.21	0	47	226.31	0.19	312.86	26	26.55	2294.28	12251.5	165533	0.02	0.01
91	15	1.5	SLE F	-259.22	132.74	0	47	226.31	0.16	280.24	26	26.55	2294.28	1452.13	79714.2	0	0
92	16	1.5	SLE F	-359.4	152.77	0	47	226.31	0.13	251.62	26	26.55	2294.28	677.31	53444.5	0	0

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 33 (-1 -3)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c</sub> eff <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
93	15	0	SLE F	-401.72	598.82	0	47	226.31	0.21	327.07	26	26.55	2294.28	64372.8	345225	0.13	0.07
94	16	0	SLE F	-501.9	618.86	0	47	226.31	0.21	324.66	26	26.55	2294.28	54548.3	301501	0.11	0.06
95	15	1.5	SLE F	-330.47	309.17	0	47	226.31	0.2	319.31	26	26.55	2294.28	17877.5	224715	0.03	0.02
96	16	1.5	SLE F	-430.65	329.21	0	47	226.31	0.19	312.86	26	26.55	2294.28	12251.5	165533	0.02	0.01

Verifiche principali - Asta n. 33 (-1 -3)

Caso	Asta	N1	N2	Tipologia
50	33	-1	-3	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
65	31	-4	-2	C.Rare - Sc max (min. compr.)
79	33	-1	-3	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf min (max compr.)
80	33	-1	-3	C.Rare - Sf max (max traz.)
93	33	-1	-3	C.Freq - Wk Max



### 5.3.5.3 Sollecitazioni nella zattera di fondazione

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni ottenute dal modello FEM 2D per la fondazione a tergo spalla e per quella anteriore.

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Reazioni vincolari

#### Simbologia

Nodo = Numero del nodo  
 Rx = Reazione vincolare (forza) in dir. X  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 Ry = Reazione vincolare (forza) in dir. Y  
 Rz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z  
 Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X  
 My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y  
 Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Nodo		Rx <kN>	CC	Ry <kN>	CC	Rz <kN>	CC	Mx <kNm>	CC	My <kNm>	CC	Mz <kNm>	CC
-6	Max.	0	9	0	1	0	16	0	1	0	4	0	1
-6	Min.	0	3	0	1	0	9	0	1	0	13	0	1
-5	Max.	-50.81	15	0	1	252.99	2	0	1	0	6	0	1
-5	Min.	-111.44	10	0	1	156.39	15	0	1	0	10	0	1
-4	Max.	0	9	0	1	0	10	0	1	0	8	0	1
-4	Min.	0	4	0	1	0	9	0	1	0	10	0	1
-3	Max.	0	3	0	1	0	2	0	1	0	10	0	1
-3	Min.	0	10	0	1	0	1	0	1	0	8	0	1
-2	Max.	0	8	0	1	0	3	0	1	0	10	0	1
-2	Min.	0	10	0	1	0	10	0	1	0	4	0	1
-1	Max.	0	10	0	1	0	9	0	1	0	9	0	1
-1	Min.	0	6	0	1	0	2	0	1	0	10	0	1
1	Max.	-50.79	15	0	1	398.71	10	0	1	0	10	0	1
1	Min.	-111.39	10	0	1	203.58	15	0	1	0	4	0	1
2	Max.	0	8	0	1	0	5	0	1	0	8	0	1
2	Min.	0	10	0	1	0	1	0	1	0	10	0	1
3	Max.	-50.74	15	0	1	48.8	16	0	1	0	6	0	1
3	Min.	-111.3	10	0	1	-122.53	9	0	1	0	10	0	1
4	Max.	0	9	0	1	0	10	0	1	0	9	0	1
4	Min.	0	2	0	1	0	8	0	1	0	4	0	1
6	Max.	-50.77	15	0	1	127.37	2	0	1	0	15	0	1
6	Min.	-111.36	10	0	1	-6.63	9	0	1	0	10	0	1
9	Max.	0	1	0	1	0	10	0	1	0	10	0	1
9	Min.	0	10	0	1	0	2	0	1	0	4	0	1
301	Max.	0	10	0	1	0	12	0	1	0	9	0	1
301	Min.	0	4	0	1	0	5	0	1	0	10	0	1
302	Max.	-50.77	15	0	1	559.73	10	0	1	0	8	0	1
302	Min.	-111.35	10	0	1	248.62	15	0	1	0	9	0	1
303	Max.	0	10	0	1	0	10	0	1	0	9	0	1
303	Min.	0	9	0	1	0	9	0	1	0	15	0	1
304	Max.	-50.73	15	0	1	5.48	16	0	1	0	10	0	1
304	Min.	-111.27	10	0	1	-228.93	10	0	1	0	12	0	1

### Sollecitazioni aste

#### Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo1  
 N2 = Nodo2  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 N = Sforzo normale  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2		X <m>	N <kN>	CC	Ty <kN>	CC	Mz <kNm>	CC	Tz <kN>	CC	My <kNm>	CC	Mx <kNm>	CC
501	4	304	Max	0	0	10	0	1	0	1	0	12	0	9	0	1
501	4	304	Max	0.4	0	3	0	1	0	1	-63.2	5	-12.64	5	0	1
501	4	304	Min.	0	0	9	0	1	0	1	0	4	0	15	0	1
501	4	304	Min.	0.4	-2.96	9	0	1	0	1	-85.32	1	-17.06	1	0	1
501	304	-6	Max	0	108.31	10	0	1	0	1	-57.72	16	-12.64	5	0	1

501	304	-6	Max	0.65	103.5	10	0	1	0	1	-160.42	16	-83.54	16	0	1
501	304	-6	Min.	0	50.73	15	0	1	0	1	-292.13	10	-17.06	1	0	1
501	304	-6	Min.	0.65	50.73	15	0	1	0	1	-394.83	10	-235.9	10	0	1
502	-6	3	Max	0	103.5	10	0	1	0	1	-160.42	16	-83.54	16	0	1
502	-6	3	Max	0.1	102.77	10	0	1	0	1	-171.42	16	-100.13	16	0	1
502	-6	3	Min.	0	50.73	15	0	1	0	1	-394.83	10	-235.9	10	0	1
502	-6	3	Min.	0.1	50.73	15	0	1	0	1	-405.83	10	-275.94	10	0	1
502	3	10	Max	0	214.06	10	0	1	0	1	-122.62	16	-100.13	16	0	1
502	3	10	Max	0.65	209.26	10	0	1	0	1	-194.12	16	-203.07	16	0	1
502	3	10	Min.	0	101.47	15	0	1	0	1	-521.21	10	-275.94	10	0	1
502	3	10	Min.	0.65	101.47	15	0	1	0	1	-592.71	10	-637.96	10	0	1
503	10	6	Max	0	209.26	10	0	1	0	1	-194.12	16	-203.07	16	0	1
503	10	6	Max	0.15	208.15	10	0	1	0	1	-197.87	16	-232.47	16	0	1
503	10	6	Min.	0	101.47	15	0	1	0	1	-592.71	10	-637.96	10	0	1
503	10	6	Min.	0.15	101.47	15	0	1	0	1	-596.46	10	-727.14	10	0	1
503	6	-7	Max	0	319.51	10	0	1	0	1	-96.76	16	-232.47	16	0	1
503	6	-7	Max	0.42	316.37	10	0	1	0	1	-107.39	16	-275.85	16	0	1
503	6	-7	Min.	0	152.24	15	0	1	0	1	-597.5	9	-727.14	10	0	1
503	6	-7	Min.	0.42	152.24	15	0	1	0	1	-608.13	9	-973.34	10	0	1
503	-7	2	Max	0	316.37	10	0	1	0	1	-107.39	16	-275.85	16	0	1
503	-7	2	Max	0.38	313.59	10	0	1	0	1	-116.76	16	-317.88	16	0	1
503	-7	2	Min.	0	152.24	15	0	1	0	1	-608.13	9	-973.34	10	0	1
503	-7	2	Min.	0.38	152.24	15	0	1	0	1	-617.5	9	-1199.13	9	0	1
503	2	-5	Max	0	-152.37	15	0	1	0	1	-549.14	15	1174.43	10	0	1
503	2	-5	Max	0.1	-152.37	15	0	1	0	1	-551.64	15	1060.57	10	0	1
503	2	-5	Min.	0	-316.6	10	0	1	0	1	-1137.3	10	512.36	15	0	1
503	2	-5	Min.	0.1	-317.34	10	0	1	0	1	-1139.8	10	457.32	15	0	1
503	-5	1	Max	0	-101.56	15	0	1	0	1	-395.25	15	1060.57	10	0	1
503	-5	1	Max	0.7	-101.56	15	0	1	0	1	-412.75	15	423.4	10	0	1
503	-5	1	Min.	0	-205.9	10	0	1	0	1	-901.49	10	457.32	15	0	1
503	-5	1	Min.	0.7	-211.08	10	0	1	0	1	-918.99	10	174.52	15	0	1
503	1	303	Max	0	-50.77	15	0	1	0	1	-209.17	15	423.4	10	0	1
503	1	303	Max	0.15	-50.77	15	0	1	0	1	-212.92	15	345.08	10	0	1
503	1	303	Min.	0	-99.69	10	0	1	0	1	-520.28	10	174.52	15	0	1
503	1	303	Min.	0.15	-100.8	10	0	1	0	1	-524.03	10	142.86	15	0	1
504	303	302	Max	0	-50.77	15	0	1	0	1	-212.92	15	345.08	10	0	1
504	303	302	Max	0.65	-50.77	15	0	1	0	1	-235.02	15	-2.72	10	0	1
504	303	302	Min.	0	-100.8	10	0	1	0	1	-524.03	10	142.86	15	0	1
504	303	302	Min.	0.65	-107.33	10	0	1	0	1	-546.13	10	-3.67	4	0	1
504	302	9	Max	0	4.02	9	0	1	0	1	18.36	1	-2.72	5	0	1
504	302	9	Max	0.32									-0.11	5		
504	302	9	Max	0.4	0	10	0	1	0	1	0	2	0	6	0	1
504	302	9	Min.	0	0	4	0	1	0	1	13.6	5	-3.67	1	0	1
504	302	9	Min.	0.32									-0.15	1		
504	302	9	Min.	0.4	0	4	0	1	0	1	0	10	0	4	0	1

Si riportano di seguito gli involupei dei diagrammi delle azioni allo SLU per le aste della fondazione.

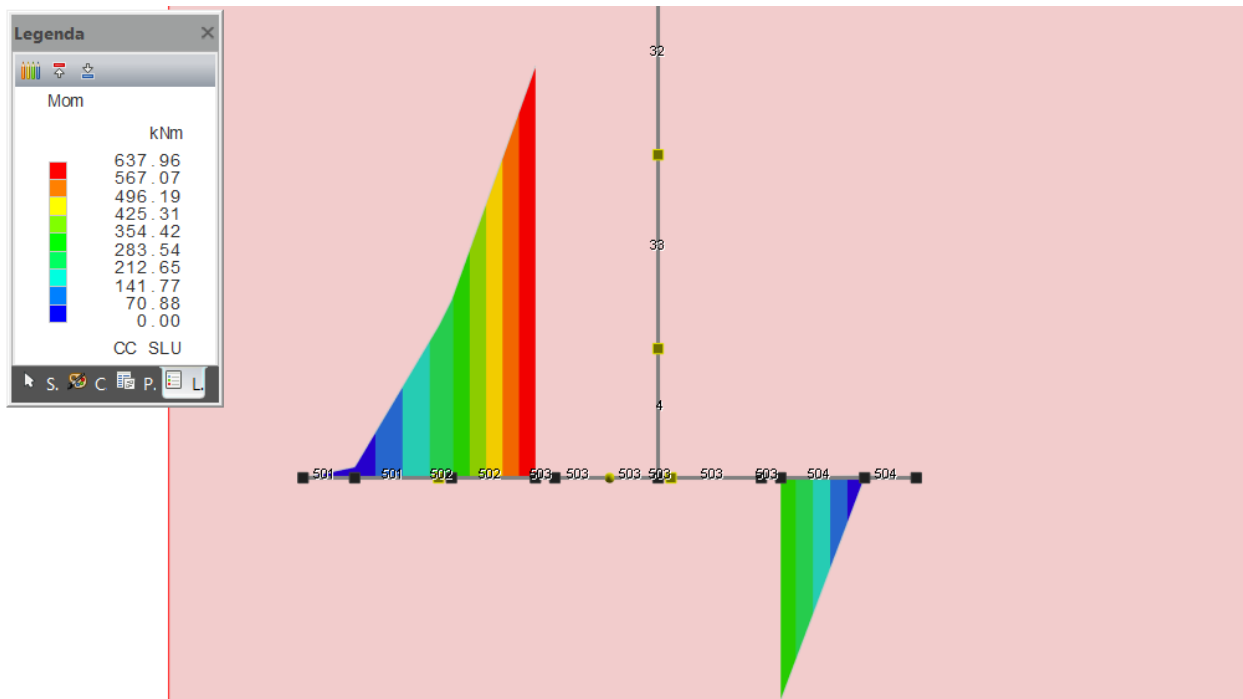


Figura 5-10. Spalle - Modello FEM – Involuppo Momento flettente SLU fondazione

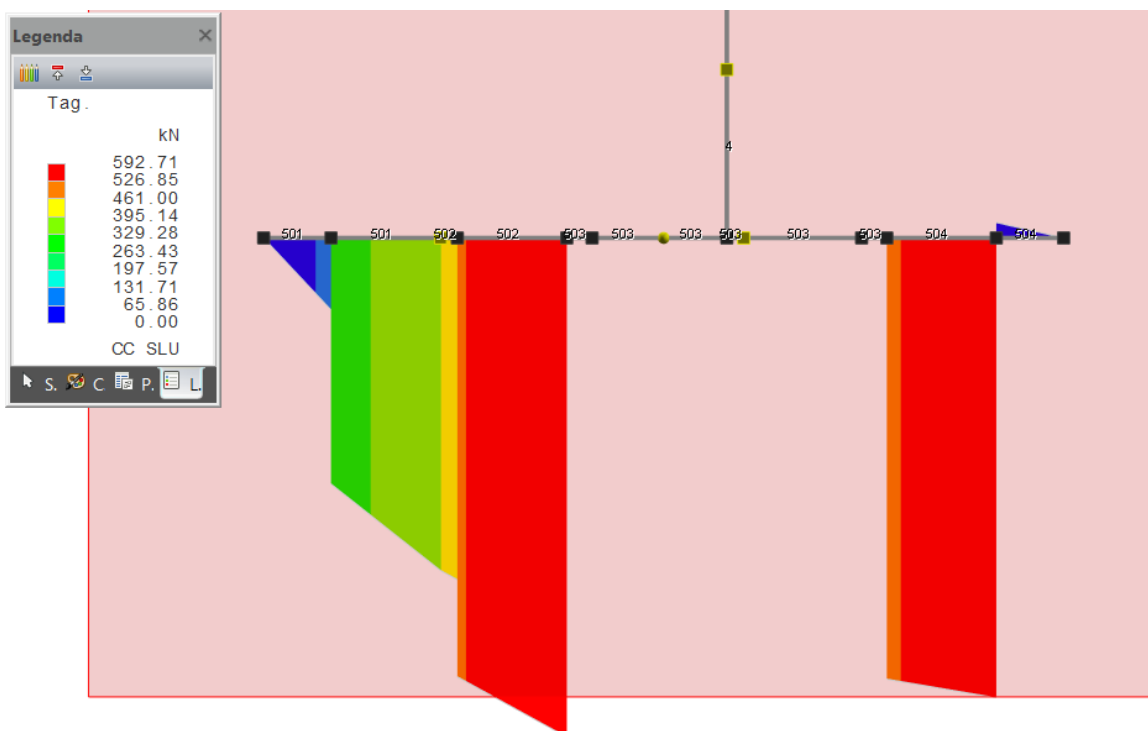


Figura 5-11. Spalle - Modello FEM – Involuppo Taglio SLU fondazione

### 5.3.5.4 Verifiche strutturali fondazione

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura retrozattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø26/20cm + 1Ø22/40cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/20cm
  - o Armatura a taglio: Spilli 1Ø16/40x40cm
- Armatura avanzattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø26/20cm + 1Ø22/40cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/20cm
  - o Armatura a taglio: Spilli 1Ø16/40x40cm

Si riportano di seguito:

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

### Verifiche sezioni aste

#### SEZ\_FOND

##### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu	= Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	= Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{y,d}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{y,d}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_c < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sz}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo

ε<sub>sm</sub> = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 bw = Larghezza membratura resistente al taglio  
 Asw = Area armatura trasversale  
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 ctgθ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo  
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Sez. = Numero della sezione  
 B = Base  
 H = Altezza  
 Cf = Copriferro  
 Cls = Tipo di calcestruzzo  
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
 Tp = Tipo di acciaio  
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <m>	H <m>	Cf	Cls	Fck <kN/mq>	Fctk <kN/mq>	Fcd <kN/mq>	Fctd <kN/mq>	Tp	Fyk <kN/mq>	Fyd <kN/mq>
1R	1	1	0.07	C28/35	29050	1984.49	16461.7	1322.99	B450C	450000	391304	

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 501 (4 304)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	ε <sub>c</sub>	TS	Sic.
1	1	0.4	SLU	0	17.06	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	70.453
2	2	0.4	SLU	0	13.34	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	90.121
3	3	0.4	SLU	0	13.34	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	90.121
4	4	0.4	SLU	0	13.34	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	90.121
5	5	0.4	SLU	0	12.64	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	95.112
6	6	0.4	SLU	0	12.64	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	95.112
7	7	0.4	SLU	0	12.64	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	95.112
8	8	0.4	SLU	0	12.64	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	95.112
9	9	0.4	SLU	-2.96	12.64	0	-2.96	1203.51	-0	1-2	180	-2.07	N/e	95.215
10	10	0.4	SLU	-2.96	12.64	0	-2.96	1203.51	-0	1-2	180	-2.07	N/e	95.215

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 501 (304 -6)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	ε <sub>c</sub>	TS	Sic.
11	1	0	SLU	72.15	17.06	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	89.121
12	2	0	SLU	72.15	13.34	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	>100
13	3	0	SLU	70.99	13.34	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	>100
14	4	0	SLU	79.02	13.34	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	>100
15	5	0	SLU	72.15	12.64	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	>100
16	6	0	SLU	72.15	12.64	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	>100
17	7	0	SLU	70.99	12.64	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	>100
18	8	0	SLU	79.02	12.64	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	>100
19	9	0	SLU	102.44	12.64	0	102.44	1156.96	-0	1-2	180	-1.97	N/e	>100
20	10	0	SLU	108.31	12.64	0	108.31	1154.35	-0	1-2	180	-1.97	N/e	>100
21	1	0.65	SLU	72.15	125.05	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	9.634
22	2	0.65	SLU	72.15	115.47	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	10.461
23	3	0.65	SLU	70.99	118.55	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	10.179
24	4	0.65	SLU	79.02	161.95	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	7.379
25	5	0.65	SLU	72.15	126.41	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	9.527
26	6	0.65	SLU	72.15	121.2	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	9.950
27	7	0.65	SLU	70.99	124.28	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	9.695
28	8	0.65	SLU	79.02	167.69	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	7.120
29	9	0.65	SLU	97.64	227.62	0	97.64	1159.08	-0	1-2	180	-1.98	N/e	5.191
30	10	0.65	SLU	103.5	235.9	0	103.5	1156.49	-0	1-2	180	-1.97	N/e	4.999

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 502 (-6 3)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	ε <sub>c</sub>	TS	Sic.
31	1	0	SLU	72.15	125.05	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	9.633
32	2	0	SLU	72.15	115.47	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	10.461
33	3	0	SLU	70.99	118.55	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	10.179
34	4	0	SLU	79.02	161.95	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	7.379
35	5	0	SLU	72.15	126.41	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	9.527
36	6	0	SLU	72.15	121.2	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	9.950
37	7	0	SLU	70.99	124.28	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	9.695

38	8	0	SLU	79.02	167.69	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	7.120
39	9	0	SLU	97.64	227.62	0	97.64	1159.08	-0	1-2	180	-1.98	N/e	5.191
40	10	0	SLU	103.5	235.9	0	103.5	1156.49	-0	1-2	180	-1.97	N/e	4.999
41	1	0.1	SLU	72.15	149.34	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	8.024
42	2	0.1	SLU	72.15	137.19	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	8.755
43	3	0.1	SLU	70.99	140.75	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	8.528
44	4	0.1	SLU	79.02	190.83	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	6.237
45	5	0.1	SLU	72.15	149.59	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	8.010
46	6	0.1	SLU	72.15	143.59	0	72.15	1170.35	-0	1-2	180	-2	N/e	8.354
47	7	0.1	SLU	70.99	147.14	0	70.99	1170.87	-0	1-2	180	-2	N/e	8.147
48	8	0.1	SLU	79.02	197.22	0	79.02	1167.32	-0	1-2	180	-1.99	N/e	6.030
49	9	0.1	SLU	96.9	266.38	0	96.9	1159.41	-0	1-2	180	-1.98	N/e	4.421
50	10	0.1	SLU	102.77	275.94	0	102.77	1156.81	-0	1-2	180	-1.97	N/e	4.259

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 502 (3 10)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	εc	TS	Sic.
51	1	0	SLU	144.32	149.34	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	7.996
52	2	0	SLU	144.32	137.19	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	8.747
53	3	0	SLU	141.99	140.75	0	141.99	1139.45	-0	1-2	180	-1.94	N/e	8.513
54	4	0	SLU	158.07	190.83	0	158.07	1132.34	-0	1-2	180	-1.93	N/e	6.170
55	5	0	SLU	144.32	149.59	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	7.981
56	6	0	SLU	144.32	143.59	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	8.335
57	7	0	SLU	141.99	147.14	0	141.99	1139.45	-0	1-2	180	-1.94	N/e	8.123
58	8	0	SLU	158.07	197.22	0	158.07	1132.34	-0	1-2	180	-1.93	N/e	5.960
59	9	0	SLU	202.33	266.38	0	202.33	1112.67	-0	1-2	180	-1.89	N/e	4.316
60	10	0	SLU	214.06	275.94	0	214.06	1107.45	-0	1-2	180	-1.88	N/e	4.148
61	1	0.65	SLU	144.32	315.73	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	3.673
62	2	0.65	SLU	144.32	282.13	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	4.123
63	3	0.65	SLU	141.99	294.1	0	141.99	1139.45	-0	1-2	180	-1.94	N/e	3.953
64	4	0.65	SLU	158.07	424.03	0	158.07	1132.34	-0	1-2	180	-1.93	N/e	2.705
65	5	0.65	SLU	144.32	330.71	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	3.503
66	6	0.65	SLU	144.32	306.27	0	144.32	1138.42	-0	1-2	180	-1.94	N/e	3.790
67	7	0.65	SLU	141.99	318.24	0	141.99	1139.45	-0	1-2	180	-1.94	N/e	3.646
68	8	0.65	SLU	158.07	448.17	0	158.07	1132.34	-0	1-2	180	-1.93	N/e	2.557
69	9	0.65	SLU	197.52	624.78	0	197.52	1114.8	-0	1-2	180	-1.89	N/e	1.798
70	10	0.65	SLU	209.26	637.96	0	209.26	1109.58	-0	1-2	180	-1.88	N/e	1.753

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 504 (303 302)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	εc	TS	Sic.
71	1	0	SLU	-72.21	-203.19	0	-72.21	-971.21	0	1-2	180	-1.81	N/e	4.780
72	2	0	SLU	-72.21	-238.64	0	-72.21	-971.21	0	1-2	180	-1.81	N/e	4.070
73	3	0	SLU	-71.04	-230.07	0	-71.04	-970.69	0	1-2	180	-1.81	N/e	4.219
74	4	0	SLU	-79.09	-259.75	0	-79.09	-974.27	0	1-2	180	-1.82	N/e	3.751
75	5	0	SLU	-72.21	-190.25	0	-72.21	-971.21	0	1-2	180	-1.81	N/e	5.105
76	6	0	SLU	-72.21	-221.18	0	-72.21	-971.21	0	1-2	180	-1.81	N/e	4.391
77	7	0	SLU	-71.04	-212.61	0	-71.04	-970.69	0	1-2	180	-1.81	N/e	4.566
78	8	0	SLU	-79.09	-242.28	0	-79.09	-974.27	0	1-2	180	-1.82	N/e	4.021
79	9	0	SLU	-94.93	-294.26	0	-94.93	-981.32	0	1-2	180	-1.83	N/e	3.335
80	10	0	SLU	-100.8	-345.08	0	-100.8	-983.93	0	1-2	180	-1.84	N/e	2.851
81	1	0.65	SLU	-72.21	3.67	0	-16461.7	1233.95	-0	1-2	180	-2.12	N/e	>100
82	2	0.65	SLU	-72.21	3.67	0	-16461.7	1233.95	-0	1-2	180	-2.12	N/e	>100
83	3	0.65	SLU	-71.04	3.67	0	-16461.7	1233.44	-0	1-2	180	-2.12	N/e	>100
84	4	0.65	SLU	-79.09	3.67	0	-16461.7	1236.98	-0	1-2	180	-2.13	N/e	>100
85	5	0.65	SLU	-72.21	2.72	0	-16461.7	1233.95	-0	1-2	180	-2.12	N/e	>100
86	6	0.65	SLU	-72.21	2.72	0	-16461.7	1233.95	-0	1-2	180	-2.12	N/e	>100
87	7	0.65	SLU	-71.04	2.72	0	-16461.7	1233.44	-0	1-2	180	-2.12	N/e	>100
88	8	0.65	SLU	-79.09	2.72	0	-16461.7	1236.98	-0	1-2	180	-2.13	N/e	>100
89	9	0.65	SLU	-101.46	2.72	0	-16461.7	1246.8	-0	1-2	180	-2.15	N/e	>100
90	10	0.65	SLU	-107.33	2.72	0	-16461.7	1249.38	-0	1-2	180	-2.15	N/e	>100

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 504 (302 9)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	εc	TS	Sic.
91	1	0	SLU	0	3.67	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
92	2	0	SLU	0	3.67	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
93	3	0	SLU	0	3.67	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
94	4	0	SLU	0	3.67	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
95	5	0	SLU	0	2.72	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
96	6	0	SLU	0	2.72	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
97	7	0	SLU	0	2.72	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
98	8	0	SLU	0	2.72	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
99	9	0	SLU	4.02	2.72	0	4.02	1200.45	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
100	10	0	SLU	4.02	2.72	0	4.02	1200.45	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
101	1	0.32	SLU	0	0.15	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
102	2	0.32	SLU	0	0.15	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
103	3	0.32	SLU	0	0.15	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
104	4	0.32	SLU	0	0.15	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100

105	5	0.32	SLU	0	0.11	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
106	6	0.32	SLU	0	0.11	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
107	7	0.32	SLU	0	0.11	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
108	8	0.32	SLU	0	0.11	0	0	1202.21	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
109	9	0.32	SLU	0.8	0.11	0	2375.04	1201.86	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
110	10	0.32	SLU	0.8	0.11	0	2375.04	1201.86	-0	1-2	180	-2.06	N/e	>100
111	1	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
112	2	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
113	3	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
114	4	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
115	5	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
116	6	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
117	7	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
118	8	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
119	9	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100
120	10	0.4	SLU	0	0	0	2375.04						N/e	>100

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 501 (4 304)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
1	1	0.4	0	-85.32	1	12.57	85.32	2.1	2702.94	873.6
2	2	0.4	0	-66.7	1	12.57	66.7	2.1	2702.94	873.6
3	3	0.4	0	-66.7	1	12.57	66.7	2.1	2702.94	873.6
4	4	0.4	0	-66.7	1	12.57	66.7	2.1	2702.94	873.6
5	5	0.4	0	-63.2	1	12.57	63.2	2.1	2702.94	873.6
6	6	0.4	0	-63.2	1	12.57	63.2	2.1	2702.94	873.6
7	7	0.4	0	-63.2	1	12.57	63.2	2.1	2702.94	873.6
8	8	0.4	0	-63.2	1	12.57	63.2	2.1	2702.94	873.6
9	9	0.4	0	-63.2	1	12.57	63.2	2.1	2703.42	873.6
10	10	0.4	0	-63.2	1	12.57	63.2	2.1	2703.42	873.6

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 501 (304 -6)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
11	1	0	0	-96.81	1	12.57	96.81	2.1	2702.94	873.6
12	2	0	0	-102.93	1	12.57	102.93	2.1	2702.94	873.6
13	3	0	0	-107.67	1	12.57	107.67	2.1	2702.94	873.6
14	4	0	0	-174.44	1	12.57	174.44	2.1	2702.94	873.6
15	5	0	0	-123.67	1	12.57	123.67	2.1	2702.94	873.6
16	6	0	0	-115.67	1	12.57	115.67	2.1	2702.94	873.6
17	7	0	0	-120.41	1	12.57	120.41	2.1	2702.94	873.6
18	8	0	0	-187.18	1	12.57	187.18	2.1	2702.94	873.6
19	9	0	0	-279.39	1	12.57	279.39	2.1	2702.94	873.6
20	10	0	0	-292.13	1	12.57	292.13	2.1	2702.94	873.6
21	1	0.65	0	-235.46	1	12.57	235.46	2.1	2702.94	873.6
22	2	0.65	0	-211.31	1	12.57	211.31	2.1	2702.94	873.6
23	3	0.65	0	-216.06	1	12.57	216.06	2.1	2702.94	873.6
24	4	0.65	0	-282.83	1	12.57	282.83	2.1	2702.94	873.6
25	5	0.65	0	-226.38	1	12.57	226.38	2.1	2702.94	873.6
26	6	0.65	0	-218.37	1	12.57	218.37	2.1	2702.94	873.6
27	7	0.65	0	-223.11	1	12.57	223.11	2.1	2702.94	873.6
28	8	0.65	0	-289.88	1	12.57	289.88	2.1	2702.94	873.6
29	9	0.65	0	-382.1	1	12.57	382.1	2.1	2702.94	873.6
30	10	0.65	0	-394.83	1	12.57	394.83	2.1	2702.94	873.6

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 502 (-6 3)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
31	1	0	0	-235.46	1	12.57	235.46	2.1	2702.94	873.6
32	2	0	0	-211.31	1	12.57	211.31	2.1	2702.94	873.6
33	3	0	0	-216.06	1	12.57	216.06	2.1	2702.94	873.6
34	4	0	0	-282.83	1	12.57	282.83	2.1	2702.94	873.6
35	5	0	0	-226.38	1	12.57	226.38	2.1	2702.94	873.6
36	6	0	0	-218.37	1	12.57	218.37	2.1	2702.94	873.6
37	7	0	0	-223.11	1	12.57	223.11	2.1	2702.94	873.6
38	8	0	0	-289.88	1	12.57	289.88	2.1	2702.94	873.6
39	9	0	0	-382.1	1	12.57	382.1	2.1	2702.94	873.6
40	10	0	0	-394.83	1	12.57	394.83	2.1	2702.94	873.6
41	1	0.1	0	-250.31	1	12.57	250.31	2.1	2702.94	873.6
42	2	0.1	0	-223.19	1	12.57	223.19	2.1	2702.94	873.6
43	3	0.1	0	-227.93	1	12.57	227.93	2.1	2702.94	873.6
44	4	0.1	0	-294.71	1	12.57	294.71	2.1	2702.94	873.6
45	5	0.1	0	-237.38	1	12.57	237.38	2.1	2702.94	873.6
46	6	0.1	0	-229.37	1	12.57	229.37	2.1	2702.94	873.6
47	7	0.1	0	-234.11	1	12.57	234.11	2.1	2702.94	873.6
48	8	0.1	0	-300.88	1	12.57	300.88	2.1	2702.94	873.6
49	9	0.1	0	-393.1	1	12.57	393.1	2.1	2702.94	873.6
50	10	0.1	0	-405.83	1	12.57	405.83	2.1	2702.94	873.6

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 502 (3 10)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
51	1	0	0	-207.72	1	12.57	207.72	2.1	2702.94	873.6
52	2	0	0	-184.38	1	12.57	184.38	2.1	2702.94	873.6
53	3	0	0	-197.32	1	12.57	197.32	2.1	2702.94	873.6
54	4	0	0	-320.17	1	12.57	320.17	2.1	2702.94	873.6
55	5	0	0	-242.89	1	12.57	242.89	2.1	2702.94	873.6
56	6	0	0	-214.53	1	12.57	214.53	2.1	2702.94	873.6
57	7	0	0	-227.47	1	12.57	227.47	2.1	2702.94	873.6
58	8	0	0	-350.32	1	12.57	350.32	2.1	2702.94	873.6
59	9	0	0	-515.63	1	12.57	515.63	2.1	2702.94	873.6
60	10	0	0	-521.21	1	12.57	521.21	2.1	2702.94	873.6
61	1	0.65	0	-304.25	1	12.57	304.25	2.1	2702.94	873.6
62	2	0.65	0	-261.56	1	12.57	261.56	2.1	2702.94	873.6
63	3	0.65	0	-274.51	1	12.57	274.51	2.1	2702.94	873.6
64	4	0.65	0	-397.36	1	12.57	397.36	2.1	2702.94	873.6
65	5	0.65	0	-314.39	1	12.57	314.39	2.1	2702.94	873.6
66	6	0.65	0	-286.03	1	12.57	286.03	2.1	2702.94	873.6
67	7	0.65	0	-298.97	1	12.57	298.97	2.1	2702.94	873.6
68	8	0.65	0	-421.82	1	12.57	421.82	2.1	2702.94	873.6
69	9	0.65	0	-587.13	1	12.57	587.13	2.1	2702.94	873.6
70	10	0.65	0	-592.71	1	12.57	592.71	2.1	2702.94	873.6

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 504 (303 302)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
71	1	0	0	-303.34	1	12.57	303.34	2.1	2714.8	873.6
72	2	0	0	-357.88	1	12.57	357.88	2.1	2714.8	873.6
73	3	0	0	-344.69	1	12.57	344.69	2.1	2714.6	873.6
74	4	0	0	-390.35	1	12.57	390.35	2.1	2715.92	873.6
75	5	0	0	-285.82	1	12.57	285.82	2.1	2714.8	873.6
76	6	0	0	-333.41	1	12.57	333.41	2.1	2714.8	873.6
77	7	0	0	-320.23	1	12.57	320.23	2.1	2714.6	873.6
78	8	0	0	-365.88	1	12.57	365.88	2.1	2715.92	873.6
79	9	0	0	-445.84	1	12.57	445.84	2.1	2718.53	873.6
80	10	0	0	-524.03	1	12.57	524.03	2.1	2719.49	873.6
81	1	0.65	0	-333.17	1	12.57	333.17	2.1	2714.8	873.6
82	2	0.65	0	-387.71	1	12.57	387.71	2.1	2714.8	873.6
83	3	0.65	0	-374.53	1	12.57	374.53	2.1	2714.6	873.6
84	4	0.65	0	-420.18	1	12.57	420.18	2.1	2715.92	873.6
85	5	0.65	0	-307.92	1	12.57	307.92	2.1	2714.8	873.6
86	6	0.65	0	-355.51	1	12.57	355.51	2.1	2714.8	873.6
87	7	0.65	0	-342.32	1	12.57	342.32	2.1	2714.6	873.6
88	8	0.65	0	-387.98	1	12.57	387.98	2.1	2715.92	873.6
89	9	0.65	0	-467.94	1	12.57	467.94	2.1	2719.6	873.6
90	10	0.65	0	-546.13	1	12.57	546.13	2.1	2720.56	873.6

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 504 (302 9)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
91	1	0	0	18.36	1	12.57	18.36	2.1	2702.94	873.6
92	2	0	0	18.36	1	12.57	18.36	2.1	2702.94	873.6
93	3	0	0	18.36	1	12.57	18.36	2.1	2702.94	873.6
94	4	0	0	18.36	1	12.57	18.36	2.1	2702.94	873.6
95	5	0	0	13.6	1	12.57	13.6	2.1	2702.94	873.6
96	6	0	0	13.6	1	12.57	13.6	2.1	2702.94	873.6
97	7	0	0	13.6	1	12.57	13.6	2.1	2702.94	873.6
98	8	0	0	13.6	1	12.57	13.6	2.1	2702.94	873.6
99	9	0	0	13.6	1	12.57	13.6	2.1	2702.94	873.6
100	10	0	0	13.6	1	12.57	13.6	2.1	2702.94	873.6
101	1	0.32	0	3.67	1	12.57	3.67	2.1	2702.94	873.6
102	2	0.32	0	3.67	1	12.57	3.67	2.1	2702.94	873.6
103	3	0.32	0	3.67	1	12.57	3.67	2.1	2702.94	873.6
104	4	0.32	0	3.67	1	12.57	3.67	2.1	2702.94	873.6
105	5	0.32	0	2.72	1	12.57	2.72	2.1	2702.94	873.6
106	6	0.32	0	2.72	1	12.57	2.72	2.1	2702.94	873.6
107	7	0.32	0	2.72	1	12.57	2.72	2.1	2702.94	873.6
108	8	0.32	0	2.72	1	12.57	2.72	2.1	2702.94	873.6
109	9	0.32	0	2.72	1	12.57	2.72	2.1	2702.94	873.6
110	10	0.32	0	2.72	1	12.57	2.72	2.1	2702.94	873.6

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 501 (4 304)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σc <kN/mq>	σf <kN/mq>
121	11	SLE R	0.4	0	12.64	34.15	26.55	97.73	4283.66
122	12	SLE R	0.4	0	12.64	34.15	26.55	97.73	4283.66
123	13	SLE R	0.4	0	12.64	34.15	26.55	97.73	4283.66
124	14	SLE R	0.4	0	12.64	34.15	26.55	97.73	4283.66



Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 501 (304 -6)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_f$ <kN/mq>
125	11	SLE R	0	53.44	12.64	60.7	0	0	12031.3
126	12	SLE R	0	53.44	12.64	60.7	0	0	12031.3
127	13	SLE R	0	55.32	12.64	60.7	0	0	12305.7
128	14	SLE R	0	55.32	12.64	60.7	0	0	12305.7
129	11	SLE R	0.65	53.44	92.63	34.15	26.55	648.08	38708.4
130	12	SLE R	0.65	53.44	88.77	34.15	26.55	617.61	37408.4
131	13	SLE R	0.65	55.32	97.61	34.15	26.55	684.48	40650.2
132	14	SLE R	0.65	55.32	99.84	34.15	26.55	702.02	41400.6

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 502 (-6 3)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_f$ <kN/mq>
133	11	SLE R	0	53.44	92.63	34.15	26.55	648.08	38708.4
134	12	SLE R	0	53.44	88.77	34.15	26.55	617.61	37408.4
135	13	SLE R	0	55.32	97.61	34.15	26.55	684.48	40650.2
136	14	SLE R	0	55.32	99.84	34.15	26.55	702.02	41400.7
137	11	SLE R	0.1	53.44	110.62	34.15	26.55	789.6	44779.5
138	12	SLE R	0.1	53.44	106.17	34.15	26.55	754.68	43277.4
139	13	SLE R	0.1	55.32	116.37	34.15	26.55	831.94	46980.7
140	14	SLE R	0.1	55.32	118.94	34.15	26.55	852.06	47847.7

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 502 (3 10)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_f$ <kN/mq>
141	11	SLE R	0	106.9	110.62	34.15	26.55	697.54	52322.2
142	12	SLE R	0	106.9	106.17	34.15	26.55	660.75	50833.5
143	13	SLE R	0	110.65	116.37	34.15	26.55	737.39	54782.5
144	14	SLE R	0	110.65	118.94	34.15	26.55	758.47	55642.4
145	11	SLE R	0.65	106.9	233.87	34.15	26.55	1678.16	93826.5
146	12	SLE R	0.65	106.9	215.77	34.15	26.55	1536.21	87712
147	13	SLE R	0.65	110.65	243.43	34.15	26.55	1747.58	97572.6
148	14	SLE R	0.65	110.65	253.87	34.15	26.55	1829.34	101102

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 504 (303 302)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_f$ <kN/mq>
149	11	SLE R	0	-53.49	-150.51	26.55	34.15	1271.02	55657.1
150	12	SLE R	0	-53.49	-173.43	26.55	34.15	1459.17	65520.6
151	13	SLE R	0	-55.36	-174.79	26.55	34.15	1471.62	65786.4
152	14	SLE R	0	-55.36	-161.57	26.55	34.15	1363.05	60094.6
153	11	SLE R	0.65	-53.49	2.72	0	60.7	63.85	931.35
154	12	SLE R	0.65	-53.49	2.72	0	60.7	63.85	931.35
155	13	SLE R	0.65	-55.36	2.72	0	60.7	65.61	957.7
156	14	SLE R	0.65	-55.36	2.72	0	60.7	65.61	957.7

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 504 (302 9)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_f$ <kN/mq>
157	11	SLE R	0	0	2.72	34.15	26.55	21.03	921.8
158	12	SLE R	0	0	2.72	34.15	26.55	21.03	921.8
159	13	SLE R	0	0	2.72	34.15	26.55	21.03	921.8
160	14	SLE R	0	0	2.72	34.15	26.55	21.03	921.8
161	11	SLE R	0.32	0	0.11	34.15	26.55	0.84	36.87
162	12	SLE R	0.32	0	0.11	34.15	26.55	0.84	36.87
163	13	SLE R	0.32	0	0.11	34.15	26.55	0.84	36.87
164	14	SLE R	0.32	0	0.11	34.15	26.55	0.84	36.87
165	11	SLE R	0.4	0	0	0	0	0	0
166	12	SLE R	0.4	0	0	0	0	0	0
167	13	SLE R	0.4	0	0	0	0	0	0
168	14	SLE R	0.4	0	0	0	0	0	0

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 501 (4 304)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{zm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_c\text{ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <kN/mq>	$\sigma_{sr}$ <kN/mq>	$\epsilon_{sm}$	$W_k$ <mm>
169	15	0.4	SLE F	0	12.64	0	47	149.17	0.19	255.75	26	34.15	2290.7	4283.66	234904	0.01	0
170	16	0.4	SLE F	0	12.64	0	47	149.17	0.19	255.75	26	34.15	2290.7	4283.66	234904	0.01	0

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 501 (304 -6)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{zm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_c\text{ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <kN/mq>	$\sigma_{sr}$ <kN/mq>	$\epsilon_{sm}$	$W_k$ <mm>
171	15	0	SLE F	50.73	12.64	0	47	149.17	0.22	274.15	26	34.15	2290.7	11633.6	307122	0.02	0.01
172	16	0	SLE F	50.73	12.64	0	47	149.17	0.22	274.15	26	34.15	2290.7	11633.6	307122	0.02	0.01

173	15	0.65	SLE F	50.73	86.13	0	47	149.17	0.2	259.97	26	34.15	2290.7	36134.9	262640	0.07	0.03
174	16	0.65	SLE F	50.73	83.54	0	47	149.17	0.2	260.09	26	34.15	2290.7	35262.8	263449	0.07	0.03

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 502 (-6 3)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
175	15	0	SLE F	50.73	86.13	0	47	149.17	0.2	259.97	26	34.15	2290.7	36134.9	262640	0.07	0.03
176	16	0	SLE F	50.73	83.54	0	47	149.17	0.2	260.09	26	34.15	2290.7	35262.9	263449	0.07	0.03
177	15	0.1	SLE F	50.73	103.11	0	47	149.17	0.19	259.33	26	34.15	2290.7	41867.4	258288	0.08	0.04
178	16	0.1	SLE F	50.73	100.13	0	47	149.17	0.19	259.43	26	34.15	2290.7	40859.7	258951	0.08	0.03

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 502 (3 10)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
179	15	0	SLE F	101.47	103.11	0	47	149.17	0.2	262.37	26	34.15	2290.7	49032.3	279498	0.1	0.04
180	16	0	SLE F	101.47	100.13	0	47	149.17	0.2	262.54	26	34.15	2290.7	48033.8	280697	0.09	0.04
181	15	0.65	SLE F	101.47	215.22	0	47	149.17	0.19	259.2	26	34.15	2290.7	86772.5	257359	0.17	0.07
182	16	0.65	SLE F	101.47	203.07	0	47	149.17	0.19	259.38	26	34.15	2290.7	82670.8	258638	0.16	0.07

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 504 (303 302)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
183	15	0	SLE F	-50.77	-142.86	0	47	221.81	0.19	305.59	26	26.55	2294.56	52827	269646	0.1	0.05
184	16	0	SLE F	-50.77	-158.23	0	47	221.81	0.19	305.98	26	26.55	2294.56	59444	272053	0.12	0.06

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 504 (302 9)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
187	15	0	SLE F	0	2.72	0	47	149.17	0.19	255.75	26	34.15	2290.7	921.8	234904	0	0
188	16	0	SLE F	0	2.72	0	47	149.17	0.19	255.75	26	34.15	2290.7	921.8	234904	0	0
189	15	0.32	SLE F	0	0.11	0	47	149.17	0.19	255.75	26	34.15	2290.7	36.87	234904	0	0
190	16	0.32	SLE F	0	0.11	0	47	149.17	0.19	255.75	26	34.15	2290.7	36.87	234904	0	0

Verifiche principali - Asta n. 502 (3 10)

Caso	Asta	N1	N2	Tipo	
70	502	3	10	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio	
148	502	3	10	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)	
181	502	3	10	C.Freq - Wk Max	

## VERIFICA A MENSOLA TOZZA

Data la geometria dell'avanzaterra, si conduce anche la verifica strutturale con schema tirante-puntone. La verifica viene cautelativamente condotta considerando la massima reazione dei micropali ( $N = 468 \text{ kN}$ ) dedotta dall'analisi della palificata condotta con il software GROUP e presentata nella relazione geotecnica a cui si rimanda per i dettagli.

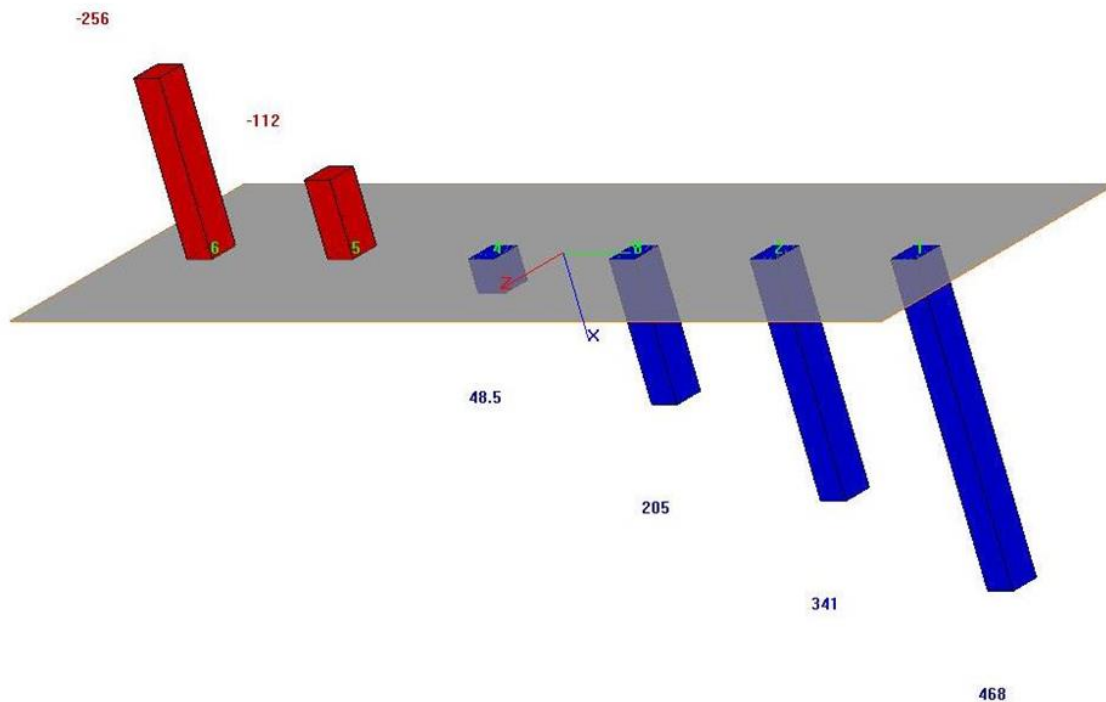


Figura 5-12. Spalle – Reazioni max sui micropali

VERIFICA TIRANTE-PUNTONE					
F =	470	kN	Reazione micropalo		
b =	0.8	m			
h =	0.92	m			
$\alpha =$	49.0	°	=	0.86	rad
T =	408.7	kN	Azione nel tirante		
C =	622.8	kN	Azione nel puntone		
<i>Verifica tirante</i>					
Af =	21.24	cm <sup>2</sup>	=	4	$\Phi$ 26
f <sub>y</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>			
$\gamma_s =$	1.15				
f <sub>yd</sub> =	391.3	N/mm <sup>2</sup>			
$\sigma_s =$	192.4	N/mm <sup>2</sup>	<	f <sub>yd</sub>	ok!
<i>Verifica puntone</i>					
f <sub>c</sub> =	28	N/mm <sup>2</sup>			
$\gamma_c =$	1.81				
f <sub>cd</sub> =	15.5	N/mm <sup>2</sup>			
f <sub>cu</sub> =	23.1	N/mm <sup>2</sup>			
l <sub>b</sub> =	0.30	m	larghezza appoggio		
h <sub>c</sub> =	0.13	m			
c =	0.31	m			
a =	0.7	m			
$\sigma_c =$	2.9	N/mm <sup>2</sup>	<	f <sub>cd</sub>	ok!
<i>Verifica nodo</i>					
a =	0.21	m	larghezza appoggio		
b =	0.21	m	lunghezza appoggio		
m =	1	coefficiente confinamento			
c <sub>1</sub> =	0.75	coefficiente per ancoraggio con 1 tirante			
$\Phi =$	0.9	coefficiente appoggio			
$\sigma_c =$	10.7	N/mm <sup>2</sup>	<	18.9	N/mm <sup>2</sup> = f <sub>cu</sub> ok!

**VERIFICA A PUNZONAMENTO ZATTERA DI FONDAZIONE**

La max azione sul micropalo vale:

N = 468 kN

**CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA**  
 N.B.: Modificare celle con testo in rosso

**Caratteristiche materiali**

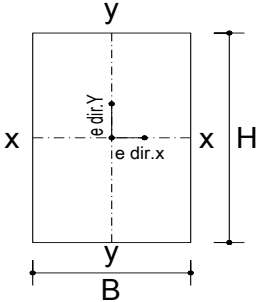
R <sub>ck</sub>	35	N/mm <sup>2</sup>	V <sub>acciaio</sub>	1.15	
γ <sub>c</sub>	1.5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	29	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	16.46	N/mm <sup>2</sup>			

**Sollecitazioni**

N	468 kN	sforzo normale
M <sub>x-x</sub>	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
M <sub>y-y</sub>	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

**Caratteristiche geometriche**

B	200 mm	base pilastro
H	200 mm	altezza pilastro
s	1000 mm	spessore soletta piena del solaio
c	50 mm	copriferro della soletta piena del solaio
d <sub>x</sub>	937 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
d <sub>y</sub>	913 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	925 mm	altezza utile media



**pilastro d'angolo**

u <sub>0</sub>	400 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
u* <sub>1</sub>	3106 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
u <sub>1</sub>	3306 mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
β	1.50	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

**Armatura superiore in direzione x e y**

Asup,x	1Ø	26	passo	200	mm	ρ <sub>l,x</sub>	0.0029
Asup,y	1Ø	22	passo	200	mm	ρ <sub>l,y</sub>	0.0021
ρ <sub>l</sub>	0.0024		percentuale geometrica di armatura.				
k	1.46						

**Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro**

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro (u<sub>0</sub>)

V<sub>Ed</sub> = 1.90 N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

V<sub>Rd,max</sub> = 4.12 N/mm<sup>2</sup>

V<sub>Ed</sub> < V<sub>Rd,max</sub> **la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta**

**Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d**

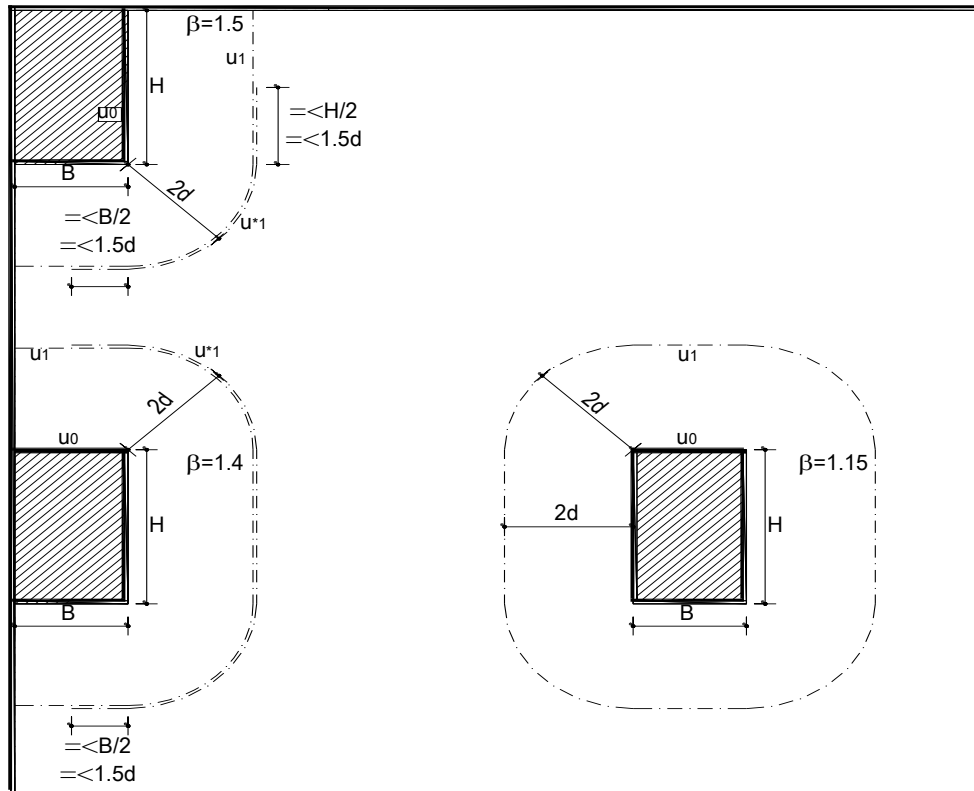
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

V<sub>Ed</sub> = 0.23 N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

V<sub>Rd,max</sub> = 0.34 N/mm<sup>2</sup>

V<sub>Ed</sub> < V<sub>Rd,max</sub> **la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta**



Si riporta, infine, di seguito la verifica dell'avanzaterra della spalla sud per la quale la fondazione (di pari dimensioni complessive) è traslata in avanti rispetto al paramento verticale con uno sbalzo pari a 1.72m (contro 1.06m della spalla nord). Per la spalla sud pertanto rimangono valide (ed a favore di sicurezza) le verifiche condotte per il paramento, il paraghiaia e la retrozattera della spalla nord. La verifica dell'avanzaterra è condotta utilizzando, sempre a favore di sicurezza (considerate la geometria e l'entità e la posizione delle masse), le reazioni massime dei due micropali di sottofondazione lato valle della spalla nord.

SPALLA SUD - AVANZATERRA						
<b>CARICHI DI PROGETTO</b>						
<i>Reazioni max (Condizione sismica)</i>						
R1 =	468 kN	reazione micropalo 1				
d1 =	1.32 m	distanza palo esterno - filo paramento				
R2 =	341 kN	reazione micropalo 2				
d2 =	0.54 m	distanza micropalo 2 - filo paramento				
M v1 =	801.9 kNm/m			Tv1 =	809.0 kN/m	
z ver =	1 m					
Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo						
1-SLU = 1.0*Qperm + 1.0*Qsisma						
<b>AZIONI DI CALCOLO</b>						
1-SLU	Md =	801.9 kNm/m		Td =	809.0 kN/m	
DATI GEOMETRICI				MATERIALI		
b =	0.8 m			CLS	28/35	
h =	1 m			fc =	28 N/mm <sup>2</sup>	
c' =	0.060 m			fcd =	15.9 N/mm <sup>2</sup>	
As' =	0.00212 m <sup>2</sup>	4	fi	26	ACCIAIO B450C	
c =	0.060	0		22	fy =	450 N/mm <sup>2</sup>
As =	0.00288 m <sup>2</sup>	4	fi	26	fyd =	391.3 N/mm <sup>2</sup>
d' =	0.073	2		22	E acc =	200000 N/mm <sup>2</sup>
d =	0.927 m				n =	15
		fi	s	n° b		
As taglio =	0.00050 m <sup>2</sup>	16	0.4	2.5		
ctg teta =	2.2					
alfa =	90					
Mu =	996.0 kNm					
Tu =	343.8 kN	(sezione non armata)				
Tu =	902.55 kN	(sezione con armature resistenti a taglio)				
<b>VERIFICHE</b>						
<b>SLU</b>						
CC1	Md =	801.9 kNm	<	Mu =	996.0 kNm	ok!
CC1	Td =	809.0 kN/m	<	Tu =	902.5 KN	ok!

### 5.3.6 Analisi strutturale del paraghiaia

Il dimensionamento del paraghiaia è fatto con riferimento all'effettivo spessore di 30 cm e ad un'altezza di 1.47 m; per il calcolo del muro paraghiaia si deve considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro, di valore caratteristico pari al 60% del carico asse  $Q_{1,k}$ ; pertanto in ponti di prima categoria si considera un carico di 180 kN. A tale azione si sovrappone quella legata alla spinta del terreno a tergo del paraghiaia stesso, in presenza anche del sovraccarico variabile legato al traffico.

Le azioni agenti sul paraghiaia sono determinate con riferimento al modello FEM 2D della spalla descritto ed analizzato nei precedenti paragrafi paraghiaia è schematizzato facendo riferimento ad uno schema di mensola incastrata alla base; la verifica è effettuata nella sezione di incastro più sollecitata tenendo conto di una diffusione del carico a 45°.

Si considera una diffusione del carico a 45° su una larghezza di  $2,40 + 1.45 = 3.850$  m e quindi una forza di frenatura a metro pari a  $f = 180/3.85 = 46.7$  kN/m.

Le azioni alla base del paraghiaia determinate dal modello di calcolo sono riportate nella seguente tabella. (vedi in particolare CC 5 per SLU).

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura paraghiaia:
  - o Armatura lato controterra: 1Ø18/20cm
  - o Armatura lato impalcato: 1Ø16/20cm
  - o Armatura a taglio: spilli 1Ø10/40x40cm

Si riportano di seguito le verifiche SLU ed SLE per il paraghiaia

### Verifiche sezioni aste

#### SEZ\_PARAGHIAIA

##### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu	= Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	= Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo



- $\sigma_f$  = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza minima tra le barre
- K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
- $s_{rm}$  = Distanza media tra le fessure
- $\phi$  = Diametro della barra
- $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- $A_{c\ eff}$  = Area di calcestruzzo efficace
- $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
- $\sigma_{sr}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
- $\epsilon_{sm}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)
- Wk = Apertura delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- bw = Larghezza membratura resistente al taglio
- Asw = Area armatura trasversale
- Af tesa = Area di ferro tesa
- Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Sez. = Numero della sezione
- B = Base
- H = Altezza
- Cf = Copriferro
- Cls = Tipo di calcestruzzo
- Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
- Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
- Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
- Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
- Tp = Tipo di acciaio
- Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
- Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <m>	H <m>	Cf <m>	Cls	Fck <kN/mq>	Fctk <kN/mq>	Fcd <kN/mq>	Fctd <kN/mq>	Tp	Fyk <kN/mq>	Fyd <kN/mq>
4R		1	0.3	0.03	C32/40	33200	2169.26	18813.3	1446.17	B450C	450000	391304

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (101 301)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1	1	0	SLU	-14.68	17.95	0	-14.68	123.32	0	2-3	180	-3.5	N/e	6.869
2	2	0	SLU	-14.68	17.95	0	-14.68	123.32	0	2-3	180	-3.5	N/e	6.869
3	3	0	SLU	-14.68	14.91	0	-14.68	123.32	0	2-3	180	-3.5	N/e	8.274
4	4	0	SLU	-14.68	106.91	0	-14.68	123.32	0	2-3	180	-3.5	N/e	1.154
5	5	0	SLU	-10.88	17.95	0	-10.88	122.9	0	2-3	180	-3.5	N/e	6.846
6	6	0	SLU	-10.88	17.95	0	-10.88	122.9	0	2-3	180	-3.5	N/e	6.846
7	7	0	SLU	-10.88	14.91	0	-10.88	122.9	0	2-3	180	-3.5	N/e	8.246
8	8	0	SLU	-10.88	106.91	0	-10.88	122.9	0	2-3	180	-3.5	N/e	1.150
9	9	0	SLU	-10.88	28.12	0	-10.88	122.9	0	2-3	180	-3.5	N/e	4.370
10	10	0	SLU	-10.88	32.96	0	-10.88	122.9	0	2-3	180	-3.5	N/e	3.728
11	1	0.72	SLU	-7.34	3.76	0	-7.34	122.51	0	2-3	180	-3.5	N/e	32.608
12	2	0.72	SLU	-7.34	3.76	0	-7.34	122.51	0	2-3	180	-3.5	N/e	32.608
13	3	0.72	SLU	-7.34	3	0	-7.34	122.51	0	2-3	180	-3.5	N/e	40.905
14	4	0.72	SLU	-7.34	49	0	-7.34	122.51	0	2-3	180	-3.5	N/e	2.500
15	5	0.72	SLU	-5.44	3.76	0	-5.44	122.3	0	2-3	180	-3.5	N/e	32.553
16	6	0.72	SLU	-5.44	3.76	0	-5.44	122.3	0	2-3	180	-3.5	N/e	32.553
17	7	0.72	SLU	-5.44	3	0	-5.44	122.3	0	2-3	180	-3.5	N/e	40.836
18	8	0.72	SLU	-5.44	49	0	-5.44	122.3	0	2-3	180	-3.5	N/e	2.496
19	9	0.72	SLU	-5.44	6.49	0	-5.44	122.3	0	2-3	180	-3.5	N/e	18.847
20	10	0.72	SLU	-5.44	7.7	0	-5.44	122.3	0	2-3	180	-3.5	N/e	15.885
21	1	1.45	SLU	0	-0	0	23.32						N/e	>100
22	2	1.45	SLU	0	-0	0	23.32						N/e	>100
23	3	1.45	SLU	0	-0	0	22.33						N/e	>100
24	4	1.45	SLU	0	-0	0	9.51						N/e	>100
25	5	1.45	SLU	0	-0	0	17.28						N/e	>100
26	6	1.45	SLU	0	-0	0	17.28						N/e	>100
27	7	1.45	SLU	0	-0	0	16.55						N/e	>100
28	8	1.45	SLU	0	-0	0	7.05						N/e	>100
29	9	1.45	SLU	0	-0	0	8.04						N/e	>100
30	10	1.45	SLU	0	-0	0	5.56						N/e	>100

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 1 (101 301)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Af tesa <cmq>	Vsdu <kN>	Vrdu <kN>
1	1	0	0	28.8	1	0	12.72	28.8	148.96
2	2	0	0	28.8	1	0	12.72	28.8	148.96

3	3	0	0	24.59	1	0	12.72	24.59	148.96
4	4	0	0	88.04	1	0	12.72	88.04	148.96
5	5	0	0	28.8	1	0	12.72	28.8	148.47
6	6	0	0	28.8	1	0	12.72	28.8	148.47
7	7	0	0	24.59	1	0	12.72	24.59	148.47
8	8	0	0	88.04	1	0	12.72	88.04	148.47
9	9	0	0	41.78	1	0	12.72	41.78	148.47
10	10	0	0	48.46	1	0	12.72	48.46	148.47
11	1	0.72	0	11.37	1	0	12.72	11.37	148.02
12	2	0.72	0	11.37	1	0	12.72	11.37	148.02
13	3	0.72	0	9.27	1	0	12.72	9.27	148.02
14	4	0.72	0	72.72	1	0	12.72	72.72	148.02
15	5	0.72	0	11.37	1	0	12.72	11.37	147.78
16	6	0.72	0	11.37	1	0	12.72	11.37	147.78
17	7	0.72	0	9.27	1	0	12.72	9.27	147.78
18	8	0.72	0	72.72	1	0	12.72	72.72	147.78
19	9	0.72	0	18.65	1	0	12.72	18.65	147.78
20	10	0.72	0	21.99	1	0	12.72	21.99	147.78

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 1 (101 301)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_f$ <kN/mq>
31	11	SLE R	0	-10.88	13.3	12.72	10.05	1334.75	41892.1
32	12	SLE R	0	-10.88	13.3	12.72	10.05	1334.75	41892.1
33	13	SLE R	0	-10.88	13.3	12.72	10.05	1334.75	41892.1
34	14	SLE R	0	-10.88	13.3	12.72	10.05	1334.75	41892.1
35	11	SLE R	0.72	-5.44	2.78	12.72	10.05	282.46	7577.4
36	12	SLE R	0.72	-5.44	2.78	12.72	10.05	282.46	7577.4
37	13	SLE R	0.72	-5.44	2.78	12.72	10.05	282.46	7577.4
38	14	SLE R	0.72	-5.44	2.78	12.72	10.05	282.46	7577.4
39	11	SLE R	1.45	0	-0	10.05	12.72	0	0.05
40	12	SLE R	1.45	0	-0	10.05	12.72	0	0.05
41	13	SLE R	1.45	0	-0	10.05	12.72	0	0.05
42	14	SLE R	1.45	0	-0	10.05	12.72	0	0.05

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 1 (101 301)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{zm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_c\text{ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <kN/mq>	$\sigma_{sz}$ <kN/mq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
43	15	0	SLE F	-10.88	11.06	0	36	230.41	0.13	224.78	18	12.72	1508.37	34132.2	213499	0.07	0.03
44	16	0	SLE F	-10.88	11.06	0	36	230.41	0.13	224.78	18	12.72	1508.37	34132.2	213499	0.07	0.03
45	15	0.72	SLE F	-5.44	2.22	0	36	230.41	0.13	224.78	18	12.72	1508.37	5651.01	191029	0.01	0
46	16	0.72	SLE F	-5.44	2.22	0	36	230.41	0.13	224.78	18	12.72	1508.37	5651.01	191029	0.01	0
47	15	1.45	SLE F	0	-0	0	37	224	0.13	234.4	16	2.01	290.54	0.05	284868	0	0
48	16	1.45	SLE F	0	-0	0	37	224	0.13	234.4	16	2.01	290.54	0.05	284868	0	0

Verifiche principali - Asta n. 1 (101 301)

Caso	Asta	N1	N2	Tipo
8	1	101	301	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
31	1	101	301	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
39	1	101	301	C.Rare - Sc max (min. compr.)
43	1	101	301	C.Freq - Wk Max

### 5.3.7 Analisi strutturale del muro di risvolto

Si riporta il calcolo per il muro di risvolto della spalla lato SUD

<b>MURO RISVOLTO</b>					
<b>Schema semplificato mensola orizzontale</b>					
L =	1.9 m	Luce di calcolo			
<b>CARICHI DI PROGETTO</b>					
<i>Spinta terra (Qperm)</i>					
$\gamma$ terr =	20 kN/m <sup>3</sup>				
$\varphi$ =	35 °				
ko =	0.426				
ka =	0.271				
z ver =	4.75 m	profondità sezione di verifica			
Mpp =	73.1 kNm/m			Tpp =	77.0 kN/m
<i>Spinta terra dovuta al carico accidentale (Qacc)</i>					
q =	20 kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico accidentale			
Macc =	15.4 kNm/m			Tacc =	16.2 kN/m
<i>Urto veicolo in svio (Qurto)</i>					
F =	0 kN				
h urto =	1.2 m				
Murto =	0 kNm/m			Turto =	0 kN/m
<i>Vento su FOA (Qvento)</i>					
h FOA =	6.5 m	altezza barriera FOA			
F =	43.6 kN	Azione max del vento per ciascun montante			
M =	194.6 m	Momento alla base di ciascun montante			
i mont =	3 m	interasse montanti barriera FOA			
M v1 =	43.6 kNm/m			Tv1 =	22.9 kN/m
<i>Sisma (Qsisma)</i>					
kh =	0.291	ag max orizzontale			
kv =	0.145	ag max verticale			
kae =	0.440	coefficiente di spinta in condizioni sismiche			
Fi =	39.0 kN/m	Forza inerzia risvolto + terreno			
Fs =	11.1 kN/m	Incremento spinta terreno			
M sisma =	90.3 kNm/m			Tsisma =	95.1 kN/m
Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo					
1-SLU = 1.35*Qperm + 1.35*Qacc + 1.5*0.6*Qvento					
2-SLU = 1.35*Qperm + 1.35*0.75*Qacc + 1.50*Qvento					
3-SLU (sisma) = 1.0*Qperm + 0.2*Qacc + 1.0*Qsisma					
SLER = 1.0*Qperm + 1.0*0.75*Qacc + 1.0*0.6*Qvento					
SLEF = 1.0*Qperm + 1.0*0.75Qacc + 1.0*0.2*Qvento					
SLEQ = 1.0*Qperm					
<b>AZIONI DI CALCOLO</b>					
1-SLU	Md =	158.7 kNm/m	Td =		146.4 kN/m
2-SLU	Md =	179.7 kNm/m	Td =		154.7 kN/m
3-SLU (sisma)	Md =	166.5 kNm/m	Td =		175.3 kN/m
SLER	Md =	110.8 kNm/m	Td =		102.9 kN/m
SLEF	Md =	93.4 kNm/m	Td =		93.7 kN/m
SLEQ	Md =	73.1 kNm/m	Td =		77.0 kN/m

DATI GEOMETRICI						MATERIALI		
b =	1 m					CLS	32/40	
h =	0.8 m					fc =	32 N/mm <sup>2</sup>	
c' =	0.050 m					fcd =	18.1 N/mm <sup>2</sup>	
As' =	0.00157 m <sup>2</sup>	5	fi	20		ACCIAIO	B450C	
c =	0.050					fy =	450 N/mm <sup>2</sup>	
As =	0.00157 m <sup>2</sup>	5	fi	20		fyd =	391.3 N/mm <sup>2</sup>	
d' =	0.060					E acc =	200000 N/mm <sup>2</sup>	
d =	0.740 m					n =	15	
		fi	s	n° b				
As taglio =	0.00045 m <sup>2</sup>	12	0.2	4				
ctg teta =	2							
alfa =	90							
Mu =	444.4 kNm/m							
Tu =	319.3 kN/m	(sezione non armata)						
Tu =	1178.97 kN/m	(sezione con armature resistenti a taglio)						
<b>VERIFICHE</b>								
<b>SLU</b>								
CC1	Md =	158.7 kN/m	<	Mu =	444.4 kNm/m	ok!		
CC1	Td =	146.4 kN/m	<	Tu =	319.3 KN/m	ok!		
CC2	Md =	179.7 kN/m	<	Mu =	444.4 kNm/m	ok!		
CC2	Td =	154.7 kN/m	<	Tu =	319.3 KN/m	ok!		
CC3	Md =	166.5 kN/m	<	Mu =	444.4 kNm/m	ok!		
CC3	Td =	175.3 kN/m	<	Tu =	319.3 KN/m	ok!		
<b>SLE</b>								
	Md	$\sigma_c$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	Wk			
	[kNm/m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]			
CC Rara	110.8	1.8	17.6	102.3	-			
CC Freq	93.4	1.5	14.9	86.2	0.121			
CC QP	73.1	1.2	11.6	67.5	0.095			

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura verticale del muro di risvolto per la sezione di testa in corrispondenza agli ancoraggi dei montanti delle barriere fono assorbenti. In questo caso il muro è soggetto al momento ed al taglio dovuti al vento agente sulla barriera FOA.

MURO RISVOLTO						
<b>CARICHI DI PROGETTO</b>						
Vento su FOA (Qvento)						
h FOA =	6.5 m	altezza barriera FOA				
F =	43.6 kN	Azione max del vento per ciascun montante				
M =	194.6 m	Momento alla base di ciascun montante				
i mont =	3 m	interasse montanti barriera FOA				
M v1 =	238.2 kNm/m			Tv1 =	43.6 kN/m	
z ver =	1 m					
Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo						
1-SLU = 1.35*Qperm + 1.5*Qvento						
SLER = 1.0*Qperm + 1.0*0.6*Qvento						
SLEF = 1.0*Qperm + 1.0*0.6*Qvento						
SLEQ = 1.0*Qperm						
<b>AZIONI DI CALCOLO</b>						
1-SLU	Md =	357.3 kNm/m		Td =	65.4 kN/m	
SLER	Md =	142.9 kNm/m		Td =	26.2 kN/m	
SLEF	Md =	47.6 kNm/m		Td =	8.7 kN/m	
SLEQ	Md =	0.0 kNm/m		Td =	0.0 kN/m	
<b>DATI GEOMETRICI</b>						
b =	1 m					<b>MATERIALI</b>
h =	0.7 m					CLS 32/40
c' =	0.050 m					fc = 32 N/mm2
As' =	0.00157 m2	5	fi	20	fcd = 18.1 N/mm2	
c =	0.050					<b>ACCIAIO</b> B450C
As =	0.00157 m2	5	fi	20	fy = 450 N/mm2	
d' =	0.060					fyd = 391.3 N/mm2
d =	0.640 m					E acc = 200000 N/mm2
			fi	s	n° b	n = 15
As taglio =	0.00000 m2	12	0.2	0		
ctg teta =	2					
alfa =	90					
Mu =	383.0 kNm/m					
Tu =	297.1 kN/m	(sezione non armata)				
Tu =	0.00 kN/m	(sezione con armature resistenti a taglio)				
<b>VERIFICHE</b>						
<b>SLU</b>						
CC1	Md =	357.3 kN/m	<	Mu =	383.0 kNm/m	ok!
CC1	Td =	65.4 kN/m	<	Tu =	297.1 KN/m	ok!
<b>SLE</b>						
	Md	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_s$	Wk	
	[kNm/m]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[mm]	
CC Rara	142.9	2.8	27.4	153.4	-	
CC Freq	47.6	0.9	9.1	51.1	0.072	
CC QP	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	

### 5.3.8 Analisi strutturale del baggio

Si effettua il dimensionamento del baggio secondo uno schema Tirante-Puntone

La forza orizzontale max (Azione sismica trasmessa dall'impalcato) vale

$$T = 83 \cdot 1.80 = 150 \text{ kN per appoggio}$$

VERIFICA TIRANTE-PUNTO					
F =	150 kN	Azione orizzontale sismica			
b =	0.3 m				
h =	0.45 m				
$\alpha =$	56.3 °	=	0.98 rad		
T =	100.0 kN	Azione nel tirante			
C =	180.3 kN	Azione nel puntone			
<i>Verifica tirante</i>					
Af =	5.65 cm <sup>2</sup>	=	5 $\Phi$	12	
f <sub>y</sub> =	450 N/mm <sup>2</sup>				
$\gamma_s =$	1.15				
f <sub>yd</sub> =	391.3 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_s =$	176.8 N/mm <sup>2</sup>	<	f <sub>yd</sub>	ok!	
<i>Verifica puntone</i>					
f <sub>c</sub> =	35 N/mm <sup>2</sup>				
$\gamma_c =$	1.81				
f <sub>cd</sub> =	19.4 N/mm <sup>2</sup>				
f <sub>cu</sub> =	2.7 N/mm <sup>2</sup>				
l <sub>b</sub> =	0.40 m	larghezza appoggio			
h <sub>c</sub> =	0.15 m				
c =	0.42 m				
a =	0.85 m				
$\sigma_c =$	0.5 N/mm <sup>2</sup>	<	f <sub>cd</sub>	ok!	
<i>Verifica nodo</i>					
a =	0.2 m	larghezza appoggio			
b =	0.2 m	lunghezza appoggio			
m =	1	coefficiente confinamento			
c <sub>1</sub> =	0.75	coefficiente per ancoraggio con 1 tirante			
$\Phi =$	0.9	coefficiente appoggio			
$\sigma_c =$	3.75 N/mm <sup>2</sup>	<	23.6 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>cu</sub>	ok!

### 5.3.9 Analisi strutturale della sottofondazione (micropali)

L'analisi strutturale della sottofondazione (micropali) è riportata nella relazione geotecnica a cui si rimanda per i dettagli. Nel seguito si riportano unicamente l'analisi dei carichi agenti sulla sottostruttura (valutati nel baricentro della zattera di fondazione con riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel precedente cap. 5.3.2), le corrispondenti combinazioni e le sollecitazioni risultanti utilizzate per l'analisi riportata nel citato documento.

	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]
<b>Peso Proprio</b>	-6.45	0.525	85	0	-45
<b>Cordolo</b>	-6.45	0.525	10	0	-5
<b>FOA</b>	-6.45	0.525	12	0	-6
<b>Guardrail</b>	-6.45	0.525	1	0	-1
<b>Pavimentazione</b>	-6.45	0.525	14	0	-8
<b>Vento</b>	-6.45	0.525	2	0	-1
<b>Neve</b>	-6.45	0.525	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-6.45	0.525	116	0	-61
<b>Tandem 2</b>	-6.45	0.525	1	0	0
<b>Distribuito</b>	-6.45	0.525	34	0	-18
<b>Frenatura</b>	-6.45	0.525	0	11	-73
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-6.45	0.525	0	6	-39
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-6.45	0.525	0	83	-537
<b>Sisma dir. vert.</b>	-6.45	0.525	23	0	-12

Figura 5-13. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'impalcato all'intradosso della fondazione

**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	118.75	0.00	0.00
Paramento	-3.13	0.38	201.88	0.00	-75.70
Cordolo in c.a.	-5.73	-0.08	66.50	0.00	4.99
Paraghiaia	-6.93	-1.33	10.88	0.00	14.41
Zavorra lato valle	-1.23	1.85	9.45	0.00	-17.48
<b>TOTALE</b>			<b>407</b>	<b>0</b>	<b>-74</b>

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra a tergo	-3.73	-1.48	196	0	289

(C3): Spinta delle terre - riposo

$H_{SPINTA}$ [m]	7.65
------------------	------

Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.43	-2.55	0.00	0	250	-636
M2	0.51	-2.55	0.00	0	299	-763

(C4): Sovraccarico accidentale

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

Componente verticale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-1.48	36	0	53

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-3.83	0.00	0	65	-250
Sovr. accidentale (4b) M2	-3.83	0.00	0	78	-299

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

$k_h$	0.296
$k_v$	0.148

Sisma diretto verso l'alto: -  $k_v$

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.50	0.00	-17.55	35.11	-17.55
Paramento	-3.13	0.38	-29.84	59.68	-175.32
Cordolo in c.a.	-5.73	-0.08	-9.83	19.66	-113.29
Paraghiaia	-6.93	-1.33	-1.61	3.22	-24.39
Zavorra a tergo	-3.73	-1.48	-29.00	58.01	-258.85
Zavorra lato valle	-1.23	1.85	-1.40	2.79	-0.84
<b>TOTALE</b>			<b>-89</b>	<b>178</b>	<b>-590</b>

Sisma diretto verso il basso: +  $k_v$

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-0.50	0.00	17.55	35.11	-17.55
Paramento c.a.	-3.13	0.38	29.84	59.68	-197.70
Trave in c.a.	-5.73	-0.08	9.83	19.66	-111.82
Paraghiaia in c.a.	-6.93	-1.33	1.61	3.22	-20.13
Zavorra a tergo	-3.73	-1.48	29.00	58.01	-173.29
Zavorra lato valle	-1.23	1.85	1.40	2.79	-6.01
<b>TOTALE</b>			<b>89</b>	<b>178</b>	<b>-527</b>

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

Sisma diretto verso l'alto: -  $k_v$

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.52	158.59	260.99	102	-3.83	-392
M2	0.34	0.64	200.99	319.65	119	-3.83	-454

Sisma diretto verso il basso: +  $k_v$

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	0.44	158.59	296.21	138	-3.83	-526
M2	0.34	0.54	200.99	362.39	161	-3.83	-617

Figura 5-14. Spalle – Analisi dei carichi trasmessi dalle sottostrutture all'intradosso della fondazione



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 (-+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a			C4b			C4c		
	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]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	122	0	-64	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	116	0	-61
Sottostruttura	407	0	-74	196	0	289	0	250	-636	36	0	53	0	65	-250	0	0	0
Totale	530	0	-138	196	0	289	0	250	-636	36	0	53	0	65	-250	116	0	-61

RISULTANTI	C4d			C4e			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]	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	1	0	0	34	0	-18	0	11	-73	0	6	-39	0	0	0	2	0	-1
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	1	0	0	34	0	-18	0	11	-73	0	6	-39	0	0	0	2	0	-1

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	-23	83	-525	23	83	-549	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-89	178	-590	89	178	-527	0	102	-392	0	138	-526
Totale	-112	262	-1116	112	262	-1075	0	102	-392	0	138	-526

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	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
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
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
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	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
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
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
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
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
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
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
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	0.90	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
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
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
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
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

Azioni di calcolo

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	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
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N <sub>Ed</sub>	913	1115	1049	932	728	929	863	747	868	644	727	877	827	741	726	826
V <sub>Ed</sub>	433	433	448	448	433	433	448	448	668	633	321	321	332	332	305	305
M <sub>Ed</sub>	-1147	-1252	-1315	-1254	-1098	-1204	-1267	-1206	-2192	-2097	-774	-852	-899	-854	-712	-764

Figura 5-15. Spalle – Combinazioni ed azioni di calcolo all'intradosso della fondazione

## 5.4 SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

In occasione del primo ampliamento, sulla base delle considerazioni riportate al capitolo 5.2.2, sono stati realizzati i seguenti due interventi:

- Allargamento lato nord della carreggiata con realizzazione di un tratto aggiuntivo di spalla di larghezza pari a 3.45m (oltre ad un muro di risvolto di lunghezza pari ad oltre 11.30m);
- Adeguamento sismico del sottovia della carreggiata nord 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 lato nord 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 irrigidito e contrastato dal muro di risvolto (di notevole spessore (1.30-0.70m) e rigidità ( $L > 11.0\text{m}$ )) che permette di assimilare il comportamento dell'intera struttura di allargamento a quello di un corpo rigido. Sulla base delle precedenti considerazioni e di quanto riportato al paragrafo 5.2.2.1, si omettono, pertanto, le verifiche per la struttura di allargamento 1.

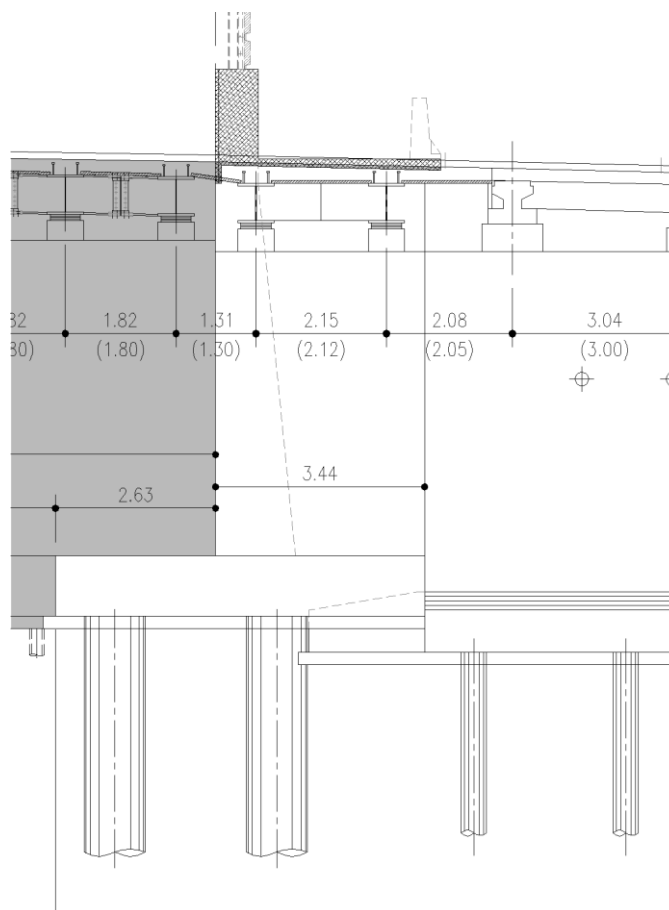


Figura 5-16. Spalle – Sezione corpo spalla Allargamento 1

Per quanto riguarda le spalle (anno 1960) della carreggiata nord, lo schema di intervento (eseguito nel 2004) ed il modello di verifica sono gli stessi proposti, nell'ambito dell'Allargamento 2, per le spalle della carreggiata sud ed a tale paragrafo si rimanda per l'analisi di dettaglio.

I risultati ottenuti dall'analisi prevedono, per i tiranti della carreggiata sud, una lunghezza pari a 18 m per il primo ed il secondo ordine di cui 12 metri di bulbo di ancoraggio e 6m di tratto libero. I documenti di progetto del 1° ampliamento riportano, per i tiranti realizzati per il rinforzo delle spalle del sottovia della carreggiata nord, una lunghezza pari rispettivamente a 15 e 17 m con lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a circa 11.0m.

Si ottiene per i tiranti eseguiti in occasione del primo allargamento una Forza di resistenza allo sfilamento pari a  $F_{RD} = 296$  KN comunque maggiore della max azione di calcolo nei tiranti ottenuta e pari a 125 KN.

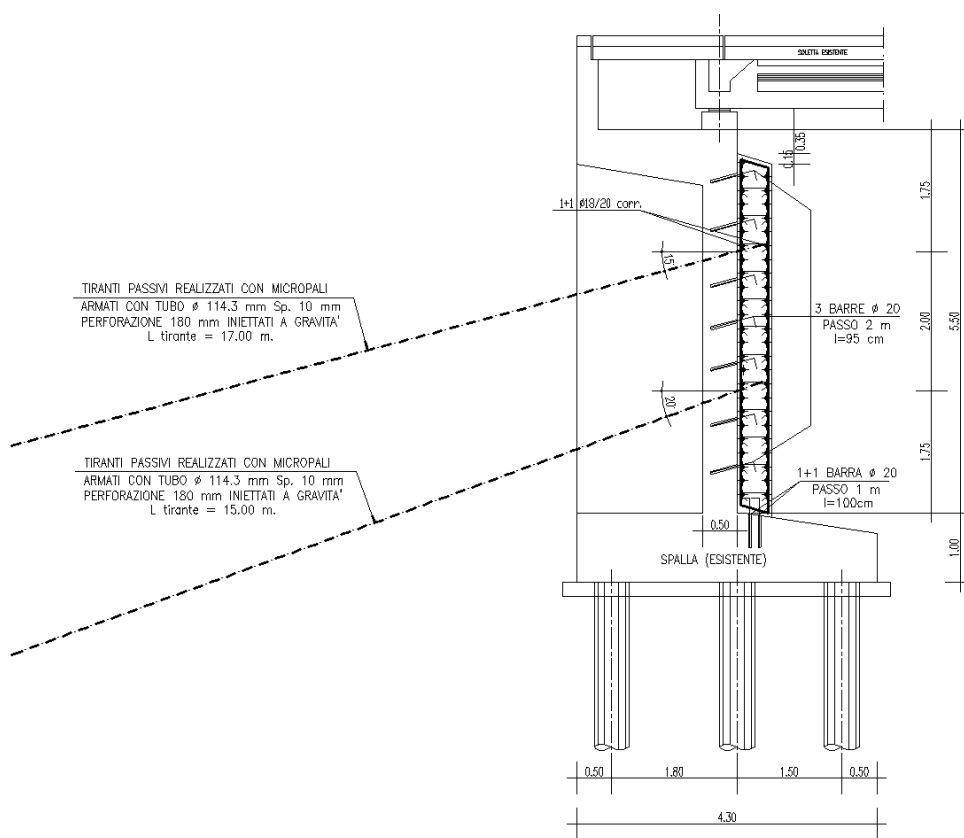


Figura 5-17. Spalle – Sezione Spalla Carreggiata Nord così come rinforzata nel 2004

## 5.5 SPALLE ORIGINARIE LATO SUD (ESISTENTE)

Il progetto degli interventi viene sviluppato in accordo alle analisi ed agli indirizzi esposti nel Progetto Definitivo; per quanto riguarda le spalle esistenti si considera che la configurazione finale dell'opera, non ne modifichi significativamente le sollecitazioni in condizioni statiche.

Si procede, quindi, al dimensionamento di un sistema di rinforzo mirato ad assorbire gli incrementi di azioni orizzontali dovute al traffico od al sisma valutate secondo le Norme vigenti (NTC2018).

L'analisi delle spalle esistenti viene condotta valutando il tiro agente sui tiranti passivi di nuova costruzione, 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:

$$N_i = N$$

$$H_i = H - T_i$$

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

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

Tali sollecitazioni ( $N_i$ ,  $H_i$ ,  $M_i$ ) danno luogo ad uno spostamento orizzontale ( $\delta_i$ ) 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:

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

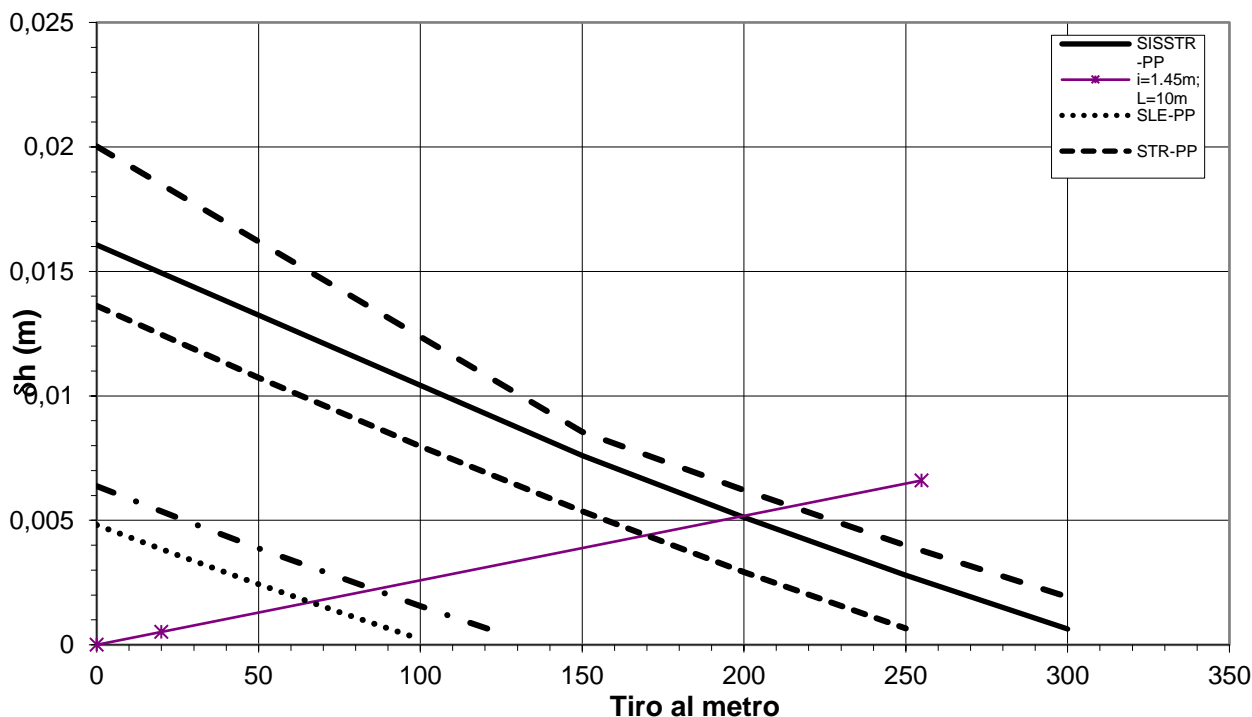
Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

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

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 specifiche condizioni di carico analizzata.

Figura 5-18. Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi



Si prevede pertanto un intervento di consolidamento 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.

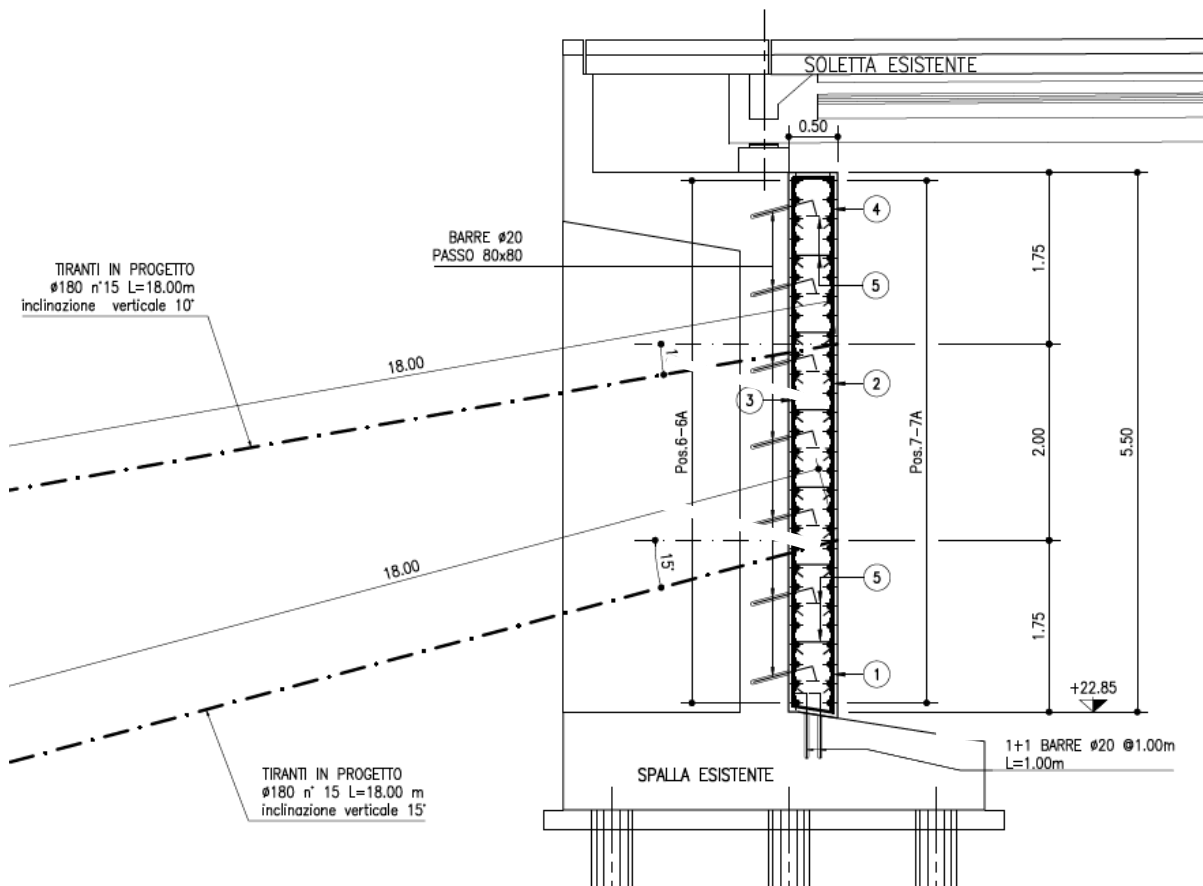


Figura 5-19. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

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

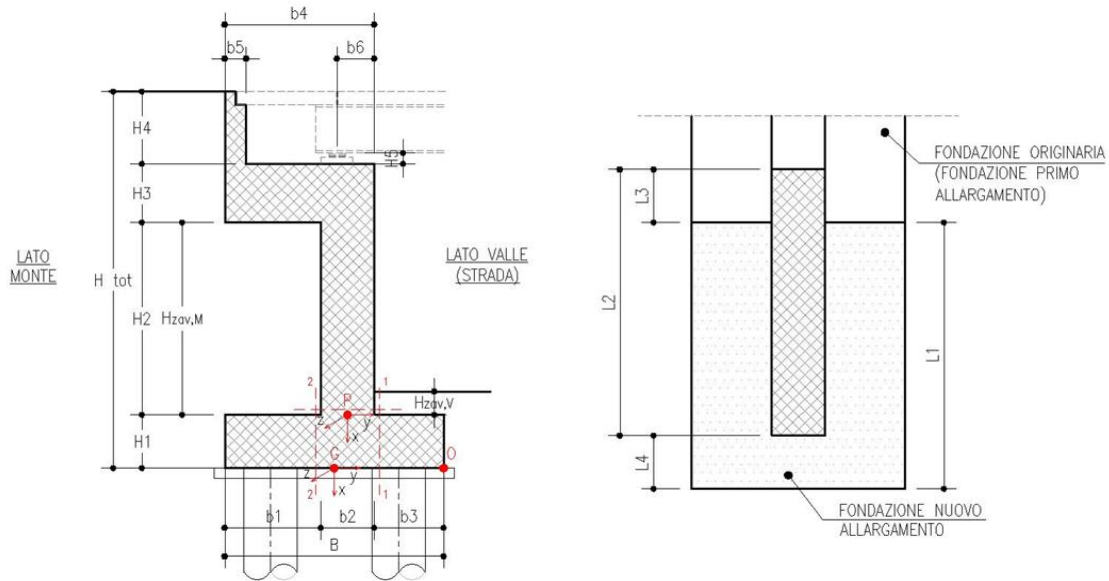
Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

- 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.

### 5.5.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle originarie.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD		FONDAZIONE		DIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA		CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
<b>Geometrie delle sottostrutture in ampliamento</b>					
L1		24.00	[m]	Larghezza zattera	
L2		24.00	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.30	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.80	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.00	[m]	Spessore paramento	
b3		1.50	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.75	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>		7.80	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		5.00	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.50	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.30	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.25	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>zav_M</sub>		5.00	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>		0.80	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
<b>Geometrie dell'impalcato in ampliamento</b>					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.			
B <sub>tot</sub>		24.00	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B <sub>imp</sub>		24.00	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L <sub>imp</sub>		16.60	[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>		0.43	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale	
L <sub>tr</sub>		23.00	[m]	Lunghezza traversi	
n <sub>tr</sub>		3.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A <sub>tr</sub>		0.14	[m <sup>2</sup> ]	sezione trasverso	
H <sub>sol</sub>		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.	
H <sub>pav</sub>		0.11	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi	
H <sub>cord_sic</sub>		0.16	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B <sub>cord_sic</sub>		0.00	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H <sub>cord_FOA</sub>		0.16	[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	



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/m <sup>2</sup> ]	sovraccarico accidentale da traffico	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\phi'$ (M1)		35	[°]		
$\phi'$ (M2)		29.26	[°]		



Località:		Opera 84T (Via Arcoveggio)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.213	0.304	2.436
Categoria di sottosuolo:			C		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		$\beta$	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.092		
Coefficiente sismico verticale		$k_v$	0.046		
<b>Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:</b>					
<u>Sisma diretto verso l'alto: - kv</u>					
		[°]	[rad]		
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	5.49	0.10			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.33				
$k_{AE}$ - M2	0.40				
<u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u>					
		[°]	[rad]		
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	5.01	0.09			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.32				
$k_{AE}$ - M2	0.40				

### 5.5.2 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  $M_z$  è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b>FONDAZIONE</b>		AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-6.75	-0.1	76	0	8
<b>Cordolo</b>	-6.75	-0.1	0	0	0
<b>FOA</b>	-6.75	-0.1	0	0	0
<b>Guardrail</b>	-6.75	-0.1	1	0	0
<b>Pavimentazione</b>	-6.75	-0.1	20	0	2
<b>Vento</b>	-6.75	-0.1	0	0	0
<b>Neve</b>	-6.75	-0.1	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-6.75	-0.1	50	0	5
<b>Tandem 2</b>	-6.75	-0.1	0	0	0
<b>Distribuito</b>	-6.75	-0.1	27	0	3
<b>Frenatura</b>	-6.75	-0.1	0	17	-114
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-6.75	-0.1	0	5	-33
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-6.75	-0.1	0	20	-133
<b>Sisma dir. vert.</b>	-6.75	-0.1	5	0	1

Figura 5-20. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'impalcato

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

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
<b>(C1): Pesi propri - strutturali e non</b>							
Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]		
Fondazione	-0.50	0.00	107.50	0.00	0.00		
Paramento	-3.50	0.15	125.00	0.00	-18.75		
Cordolo in c.a.	-6.25	-0.75	35.00	0.00	26.25		
Paraghiaia	-7.15	-1.95	13.00	0.00	25.35		
Zavorra lato valle	-1.40	1.40	24.00	0.00	-33.60		
<b>TOTALE</b>			<b>305</b>	<b>0</b>	<b>-1</b>		
<b>(C2): Zavorra stabilizzante</b>							
Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]		
Zavorra a tergo	-3.50	-1.25	180	0	225		
<b>(C3): Spinta delle terre - attiva</b>							
			$H_{SPINTA}$ [m]	7.80			
Comb.	$k_a$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
M1	0.27	-2.60	0.00	0	165	-429	
M2	0.34	-2.60	0.00	0	209	-543	
<b>(C4): Sovraccarico accidentale</b>							
			$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20			
<b>Componente verticale</b>							
Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]		
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-1.25	36	0	45		
<b>Componente orizzontale</b>							
Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]		
Sovr. accidentale (4b) M1	-3.90	0.00	0	42	-165		
Sovr. accidentale (4b) M2	-3.90	0.00	0	54	-209		
<b>(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non</b>							
			$k_h$	0.092			
			$k_v$	0.046			
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]		
Fondazione	-0.50	0.00	-4.93	9.85	-4.93		
Paramento	-3.50	0.15	-5.73	11.46	-39.24		
Cordolo in c.a.	-6.25	-0.75	-1.60	3.21	-21.25		
Paraghiaia	-7.15	-1.95	-0.60	1.19	-9.68		
Zavorra a tergo	-3.50	-1.25	-8.25	16.50	-68.05		
Zavorra lato valle	-1.40	1.40	-1.10	2.20	-1.54		
<b>TOTALE</b>			<b>-22</b>	<b>44</b>	<b>-145</b>		
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	4.93	9.85	-4.93		
Paramento c.a.	-3.50	0.15	5.73	11.46	-40.96		
Trave in c.a.	-6.25	-0.75	1.60	3.21	-18.85		
Paraghiaia in c.a.	-7.15	-1.95	0.60	1.19	-7.36		
Zavorra a tergo	-3.50	-1.25	8.25	16.50	-47.43		
Zavorra lato valle	-1.40	1.40	1.10	2.20	-4.62		
<b>TOTALE</b>			<b>22</b>	<b>44</b>	<b>-124</b>		
<b>(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva</b>							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_s$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.33	164.87	188.85	24	-3.90	-94
M2	0.34	0.40	208.95	235.06	26	-3.90	-102
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_s$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.32	164.87	203.73	39	-3.90	-152
M2	0.34	0.40	208.95	253.92	45	-3.90	-175



### 5.5.3 Combinazioni di calcolo

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti Combinazioni di calcolo per la verifica degli elementi strutturali.

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	1.35	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	1.01	1.01	1.35	1.35	1.01	1.01	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	0.00	0.00	0.00	1.35	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
C7	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	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

Rara				frequente	
no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
11	12	13	14	15	16
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
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
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	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

Figura 5-21. Spalle - Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica elementi strutturali

I valori delle azioni sulla base dei coefficienti di combinazione sopra riportati risultano per ciascuna combinazione;

Azioni di calcolo	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
DESCRIZIONE								
COMBINAZIONE	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>
N <sub>Ed</sub>	722	826	787	737	581	685	646	596
V <sub>Ed</sub>	286	286	309	309	286	286	309	309
M <sub>Ed</sub>	-608	-598	-755	-760	-611	-601	-759	-764
	sismica							
	<b>Traffico +</b>	<b>Traffico -</b>						
	<b>9</b>	<b>10</b>						
	624	569						
	281	266						
	-667	-630						
	Rara				frequente			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1		
	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>		
	581	658	629	592	581	629		
	212	212	229	229	201	201		
	-392	-385	-501	-505	-351	-346		

Le azioni, per metro di lunghezza di spalla, ad intradosso fondazione per le combinazioni di carico più gravose utilizzate per le verifiche con il metodo delle curve caratteristiche risultano:

	Solo Permanenti	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISMA- STR
	C1+C2+C3	14	3	9
N[kN]	581	592	787	624
T[kN]	165	229	309	281
M[kNm]	195	505	755	667

### 5.5.4 Modello di calcolo

Come descritto al Capitolo 5.2.2, per le combinazioni di carico più gravose sono state determinate, con il metodo delle curve caratteristiche, le azioni sui tiranti passivi e le azioni residue in fondazione, azioni riassunte nella tabella seguente:

FINALE	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	70	1680	14218	3812	5820	56
STR	140	3360	18883	4055	5531	112
SISSTR	115	2760	14975	3986	5648	92

Figura 5-22. Spalle – Tabella Finale azioni nei tiranti

Sulla base dello schema statico iniziale, note le azioni agenti e quelle nei tiranti, sono state determinate le sollecitazioni nelle seguenti sezioni critiche

- Sezione di incastro del paramento della spalla;
- Sezione del paramento di spalla in corrispondenza al tirante equivalente (baricentro tiranti 1 e 2 ordine)
- Sezione di max momento nella zattera di fondazione

Per le sollecitazioni più gravose e per ciascuna sezione critica sono state condotte le verifiche sezionali.

#### 5.5.4.1 Sollecitazioni risultanti sul paramento

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sul paramento per le diverse situazioni sopra descritte.

##### SEZIONE AD H= 2.75m (Posizione tirante equivalente)

Si riportano di seguito le azioni, per metro lineare di spalla, per le combinazioni più gravose allo SLU-STR, SLU-SISM-STR e SLE-STR.

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN/m]	212.2	336.4	225.6
T[kN/m]	88.1	111.5	102.8
M[kNm/m]	83.8	85.5	103.4

Considerando che sul paramento della spalla sono presenti quattro setti, e che quindi la larghezza di spalla di competenza per ciascun setto risulta pari a 6.0 m circa, le azioni max per ciascun setto sono

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN]	1273.0	2018.7	1353.6
T[kN]	528.6	668.8	616.5
M[kNm]	502.7	512.9	620.4

SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO (h=0.0m)

Si riportano di seguito le azioni, per metro lineare di spalla, per le combinazioni più gravose allo SLU-STR, SLU-SISM-STR e SLE-STR, determinate con il metodo delle ‘curve caratteristiche’.

Considerando che sul paramento della spalla sono presenti quattro setti, e che quindi la larghezza di spalla di competenza per ciascun setto risulta pari a 6.0 m circa, le azioni max per ciascun setto sono:

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN/m]	280.9	429.2	297.4
T[kN/m]	113.8	95.6	95.3
M[kNm/m]	255.5	164.7	207.2
	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN]	1685.2	2575.1	1784.7
T[kN]	682.7	573.4	572.0
M[kNm]	1532.8	988.1	1243.0



### 5.5.4.2 Verifiche strutturali del paramento

SEZIONE AD H= 2.75m (Baricentro tiranti)

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 4Ø24cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: staffe Ø12/25 + 1Ø10/25

Si riportano di seguito:

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

### Verifiche sezione paramento

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File:'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The toolbar contains icons for file operations. The main area is titled 'Paramento globale - H tir = 2,75m'. It features two tables for reinforcement data, a 'Sollecitazioni' section for S.L.U. and Metodo n, a 'P.to applicazione N' section for load application point, a 'Materiali' section for material properties, and a 'Tipo rottura' section for failure type. The 'Materiali' section is highlighted with a green border and contains the following data:

acciaio '60		cls '60	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	259 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	27,28
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,295 ‰	$\sigma_{c,adm}$	2,25
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,2
		$\tau_{c1}$	0,9714

Other visible data in the interface includes:

- Table 1:**

N*	b [cm]	h [cm]
1	600	100
2	50	180
- Table 2:**

N*	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	18,1	275
2	76,34	5
- Sollecitazioni (S.L.U.):** N<sub>Ed</sub> = 1353, M<sub>xEd</sub> = 621, M<sub>yEd</sub> = 0.
- Sollecitazioni (Metodo n):** N = 0, M = 0.
- P.to applicazione N:** Centro selected.
- Materiali:** acciaio '60, cls '60.
- Tipo rottura:** Lato acciaio - Acciaio snervato.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ selected.
- Tipo flessione:** Retta selected.
- Calcoli:** M<sub>xRd</sub> = 3.173 kN m,  $\sigma_c$  = -19,11 N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s$  = 259 N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_c$  = 0,9055 ‰,  $\epsilon_s$  = 67,5 ‰, d = 275 cm, x = 3,64, x/d = 0,01324,  $\delta$  = 0,7.
- Other parameters:** N\* strati barre = 2, N\* rett. = 100, L<sub>0</sub> = 0 cm, Col. modello.

Si effettuano le verifiche a taglio considerando reagente, a favore di sicurezza, la sola sezione e le sole armature della sezione originaria.

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] =	27,28	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =	0,00		
$f_{ctd}$ [MPa] =	0,00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_{ywd}$ [MPa] =	259,01	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
$H$ [mm] =	2250	Altezza della sezione	
$d$ [mm] =	2250	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	500	Larghezza della membratura resistente a taglio	
$\alpha_c$ =	1	1 per $N=0$	
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0,78539816
$\theta$ =	25	inclinazione fessura	0,43633231
$\cotg\alpha$ =	1		
$\cotg\theta$ =	2,14	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	<b>7756,37</b>	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
$A_{sw}$ [mmq] =	383,27	2Ø12+2Ø10	area staffe
$s$ [mm] =	250		passo staffe
$V_{Rsd}$ [kN] =	<b>1787,92</b>	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ct\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	<b>1787,92</b>	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	<b>669,00</b>	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

SEZIONE di INCASTRO (H=0.0m)

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm.

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 14Ø30
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: staffe Ø12/25 + Ø10/25

Si riportano di seguito:

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

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

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

Titolo: Paramento globale - H = 0,00m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	600	100
2	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	98,96	225
2	42,41	5

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1685 0 kN

M<sub>xEd</sub> 1532 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 '60 cls '60

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰

f<sub>yd</sub> 259 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5

E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 27,28

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8

ε<sub>syd</sub> 1,295 ‰ 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> 8,045 kN m

σ<sub>c</sub> -25,17 N/mm²

σ<sub>s</sub> 259 N/mm²

ε<sub>c</sub> 1,444 ‰

ε<sub>s</sub> 67,5 ‰

d 225 cm

x 4,713 w/d 0,02095

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 Devia.

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Si effettuano le verifiche a taglio considerando reagente, a favore di sicurezza, la sola sezione e le sole armature della sezione originaria.

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] =	27,28	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =	0,00		
$f_{ctd}$ [MPa] =	0,00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_{ywd}$ [MPa] =	259,01	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
$H$ [mm] =	2250	Altezza della sezione	
$d$ [mm] =	2250	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	500	Larghezza della membratura resistente a taglio	
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1,57079633
$\theta$ =	25	inclinazione fessura	0,43633231
$\cotg\alpha$ =	6,1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2,14	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	<b>5289,73</b>	Resistenza a compressione bielle	
		=0.9 $b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
$A_{sw}$ [mmq] =	<b>383,27</b>	2Ø12+2Ø10	area staffe
$s$ [mm] =	<b>250</b>		passo staffe
$V_{Rsd}$ [kN] =	<b>1724,40</b>	Resistenza armature = 0.9 $d f_{ywd} A_{sw}/s (ct\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	<b>1724,40</b>	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	<b>682,00</b>	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

### 5.5.4.3 Sollecitazioni nella zattera di fondazione

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni ottenute, relativamente all'avanzattera, per le combinazioni più gravose, con il metodo delle 'curve caratteristiche', a partire dai conseguenti valori di pressione sul terreno.

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
$\sigma$ max[kN/m <sup>2</sup> ]	216	258	221
$\sigma$ min[kN/m <sup>2</sup> ]	59	108	69
$\sigma$ 1[kN/m <sup>2</sup> ]	162	206	168
	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
T[kN/m]	224	288	233
M[kNm/m]	165	213	172

Figura 5-23. Spalle – Sollecitazioni sulla avanzattera a filo paramento

### 5.5.4.4 Verifiche strutturali fondazione

Si effettua la verifica considerando la sezione e le armature presenti nella struttura originaria.

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura retrozattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø14/20cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø20/10cm
  
- Armatura avanzattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø14/20cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø20/10cm

Si riportano di seguito:

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

Verifiche sezione avanzaterra di fondazione

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

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

Titolo : Zattera di fondazione

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	7,7	5
			2	31,42	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 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

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali

acciaio '60	cls '60
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 259 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 27,28
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,295 ‰	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> 762 kN m

σ<sub>c</sub> -27,28 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 259 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,115 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
 d 95 cm  
 x 4,191 x/d 0,04411  
 δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Si ottiene M<sub>R</sub>=762 kNm/m > M<sub>D</sub>= 213 kNm/m e dunque la verifica è soddisfatta.

NTC 2018			
<b>4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
$R_{ck}$ [MPa] =		$f_{ck}$ [MPa] =	
$f_c$ [MPa] =	27,28	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =			
$f_{ctd}$ [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_y$ [MPa] =	259,01	da indagini	
<i>Condizione di verifica</i>			
H [mm] =	1000	Altezza della sezione	
$c_{min}$ [mm] =	40	Ricoprimento minimo	
$\phi_{staffe}$ [mm] =	0	Diametro staffe	
$\phi_{long}$ [mm] =	14	Diametro barre longitudinali	
n_barre_long	5,00	Numero barre longitudinali	
d [mm] =	960	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	1,46	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con $\leq 2$	
$A_{sl}$ [mmq]=	769,69	Area armatura longitudinale in trazione	
$\rho_l$ =	0,0008	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$	
$v_{min}$ =	0,3213	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	
<b>Calcolo del contributo della sezione compressa</b>			
$A_c$ [mmq] =	1000000	Area della sezione	
$N_{Ed}$ [kN] =	0,00	Azione assiale di compressione della sezione	
$N_{Ed}/A_c$ [MPa] =	0,00	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	5,46	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] =	217,79	Resistenza di calcolo	
$V_{R,min}$ [kN] =	308,46	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$	
$V_{Rd}$ [kN] =	308,46	Resistenza di progetto	
$V_{Sdu}$ [kN] =	288,00	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

Considerata la presenza del setto verticale di irrigidimento vincolare della retrozattera che di fatto ne limita il comportamento a mensola, si omettono le verifiche relative alla retrozattera.

### 5.5.5 Analisi strutturale del paraghiaia

Il dimensionamento del paraghiaia è fatto con riferimento all'effettivo spessore di 20 cm e ad un'altezza di 1.1m; per il calcolo del muro paraghiaia, considerata la geometria della soletta che copre la testa del paraghiaia, non viene considerata l'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro.

Le azioni agenti sono dunque la spinta del terreno a tergo del paraghiaia stesso insieme a quella dovuta alla presenza del sovraccarico variabile legato al traffico.

Si considerano la sezione e le armature previste per la struttura originaria.

- Armatura paraghiaia:
  - o Armatura lato controterra: 1Ø8/15cm
  - o Armatura lato impalcato: 1Ø8/30cm

Si riportano di seguito le verifiche SLU per il paraghiaia

#### Verifiche sezione paraghiaia

PARAGHIAIA			
<b>CARICHI DI PROGETTO</b>			
<i>Spinta terra (Qperm)</i>			
$\gamma$ terr =	20 kN/m <sup>3</sup>		
$\varphi$ =	35 °		
ko =	0.426		
ka =	0.271		
z ver =	1.1 m	profondità sezione di verifica	
Mpp =	1.9 kNm/m		Tpp = 5.2 kN/m
<i>Spinta terra dovuta al carico accidentale (Qacc)</i>			
q =	20 kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico accidentale	
Macc =	5.2 kNm/m		Tacc = 9.4 kN/m
<i>Frenatura veicolo (Qfren)</i>			
F =	0 kN		
h fren =	0.0 m		
Mfren =	0.0 kNm/m		Tfren = 0.0 kN/m
<i>Sisma (Qsisma)</i>			
kh =	0.092	ag max orizzontale	
kv =	0.046	ag max verticale	
kae =	0.330	coefficiente di spinta in condizioni sismiche	
Fi =	4.1 kN/m	Forza inerzia risolto + terreno	
Fs =	0.8 kN/m	Incremento spinta terreno	
M sisma =	3.0 kNm/m		Tsisma = 5.5 kN/m
Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo			
1-SLU = 1.35*Qperm + 1.35*0.75*Qacc + 1.35*Qfren			
2-SLU = 1.35*Qperm + 1.35*Qacc			
3-SLU (sisma) = 1.0*Qperm + 0.2*Qacc + 1.0*Qsisma			
SLER = 1.0*Qperm + 1.0*0.75*Qacc			
SLEF = 1.0*Qperm + 1.0*0.75*Qacc			
SLEQ = 1.0*Qperm			



AZIONI DI CALCOLO						
1-SLU	Md =	7.8	kNm/m	Td =	16.5	kN/m
2-SLU	Md =	9.5	kNm/m	Td =	19.6	kN/m
3-SLU (sisma)	Md =	5.9	kNm/m	Td =	20.0	kN/m

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

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

Titolo : Paraghiaia

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	1,67	3,4
			2	3,35	16,6

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

File

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 9,5 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali: acciaio '60 cls '60

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 259 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 27,28 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,295 ‰ 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> 15,54 kNm  
 σ<sub>c</sub> -27,28 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 259 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 2,655 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
 d 16,6 cm  
 x 0,628 x/d 0,03785  
 δ 0,7

NTC 2018			
<b>4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
$R_{ck}$ [MPa] =		$f_{ck}$ [MPa] =	
$f_c$ [MPa] =	27,28	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =			
$f_{ctd}$ [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_y$ [MPa] =	259,01	da indagini	
<i>Condizione di verifica</i>			
H [mm] =	200	Altezza della sezione	
$c_{min}$ [mm] =	20	Ricoprimento minimo	
$\phi_{staffe}$ [mm] =	0	Diametro staffe	
$\phi_{long}$ [mm] =	8	Diametro barre longitudinali	
n_barre_long	6,67	Numero barre longitudinali	
d [mm] =	180	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	2,00	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con $\leq 2$	
$A_{sl}$ [mmq]=	335,10	Area armatura longitudinale in trazione	
$\rho_l$ =	0,0019	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$	
$v_{min}$ =	0,5171	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	
<b>Calcolo del contributo della sezione compressa</b>			
$A_c$ [mmq] =	200000	Area della sezione	
$N_{Ed}$ [kN] =	0,00	Azione assiale di compressione della sezione	
$N_{Ed}/A_c$ [MPa] =	0,00	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	5,46	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] =	74,26	Resistenza di calcolo	
$V_{R,min}$ [kN] =	93,07	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$	
$V_{Rd}$ [kN] =	93,07	Resistenza di progetto	
$V_{Sdu}$ [kN] =	20,00	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

### 5.5.6 Verifica tiranti

Si riportano di seguito le azioni agenti sul tirante superiore, determinate con il metodo delle curve caratteristiche per le combinazioni più gravose.

FINALE	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	70	1680	14218	3812	5820	56
STR	140	3360	18883	4055	5531	112
SISSTR	115	2760	14975	3986	5648	92

La max azione agente sui tiranti, considerata l'inclinazione di 10°, vale:

$$T_d \max = 112 / \cos 10^\circ = 125 \text{ kN}$$

La massima capacità portante offerta dal tratto di fondazione del tirante, calcolata con il metodo di Bustamante Doix) considerando:

- $\Phi = 180\text{mm}$  diametro perforo tirante
- $\alpha = 1.0$  coefficiente maggiorazione perforo
- $L_a = 12 \text{ m}$  lunghezza tratto di fondazione tirante
- $L_t = 18\text{m}$  lunghezza totale tirante
- $T_{lim} = 100 \text{ kN/m}^2$  max adesione (iniezioni a gravità o bassa pressione IGU)
- $\Phi = 114.3$  diametro tubo di armatura del tirante
- $S = 10\text{mm}$  spessore tubo di armatura
- S355 caratteristica acciaio tubo di armatura

Risulta:

RESISTENZA ALLO SFILAMENTO di un MICROPALO (Bustamante e Doix)										
D =	0.18	m			gam sat =	20	kN/m3			
A =	0.03	m2			gam w =	0	kN/m3			
SI /m =	0.57	m2			gam ' =	20	kN/m3			
coeff sic punta =		1			gam cls =	25	kN/m3			
coeff sic laterale (per		1.2								
csi3/csi4=		1.75								
				Res laterale			Res punta	p.p. palo	Res totale	
Lung	Prof	sig' v	s	alf	qs	Qs	Qp =	Wp		
0	0	0.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	
1	1	20.0	100	1.00	26.93	26.93	0.0	0.0	26.9	
2	2	40.0	100	1.00	26.93	53.86	0.0	0.0	53.9	
3	3	60.0	100	1.00	26.93	80.78	0.0	0.0	80.8	
4	4	80.0	100	1.00	26.93	107.71	0.0	0.0	107.7	
5	5	100.0	100	1.00	26.93	134.64	0.0	0.0	134.6	
6	6	120.0	100	1.00	26.93	161.57	0.0	0.0	161.6	
7	7	140.0	100	1.00	26.93	188.50	0.0	0.0	188.5	
8	8	160.0	100	1.00	26.93	215.42	0.0	0.0	215.4	
9	9	180.0	100	1.00	26.93	242.35	0.0	0.0	242.4	
10	10	200.0	100	1.00	26.93	269.28	0.0	0.0	269.3	
11	11	220.0	100	1.00	26.93	296.21	0.0	0.0	296.2	
12	12	240.0	100	1.00	26.93	323.14	0.0	0.0	323.1	
13	13	260.0	100	1.00	26.93	350.06	0.0	0.0	350.1	
14	14	280.0	100	1.00	26.93	376.99	0.0	0.0	377.0	
15	15	300.0	100	1.00	26.93	403.92	0.0	0.0	403.9	
16	16	320.0	100	1.00	26.93	430.85	0.0	0.0	430.8	
17	17	340.0	100	1.00	26.93	457.77	0.0	0.0	457.8	
18	18	360.0	100	1.00	26.93	484.70	0.0	0.0	484.7	
19	19	380.0	100	1.00	26.93	511.63	0.0	0.0	511.6	
20	20	400.0	100	1.00	26.93	538.56	0.0	0.0	538.6	
21	21	420.0	100	1.00	26.93	565.49	0.0	0.0	565.5	
22	22	440.0	100	1.00	26.93	592.41	0.0	0.0	592.4	
23	23	460.0	100	1.00	26.93	619.34	0.0	0.0	619.3	
24	24	480.0	100	1.00	26.93	646.27	0.0	0.0	646.3	
25	25	500.0	100	1.00	26.93	673.20	0.0	0.0	673.2	

La resistenza strutturale del tubo di acciaio vale:

$$T_{RSTRU} = 3280 \cdot 355 / 1.05 = 1108 \text{ kN}$$

La verifica  $T_d = 125 \text{ kN} \leq \min ( T_{R GEO} = 323 \text{ kN}; T_{R STRU} = 1108 \text{ kN} )$  è soddisfatta.

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Si riporta la verifica a punzonamento per l'ancoraggio del tirante nella parete di placcaggio.

Si considera  $N_d = 125$  kN

**CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA**

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

Caratteristiche materiali

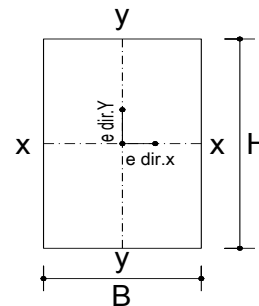
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
$\gamma_c$	1.5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>			

Sollecitazioni

N	125 kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

Caratteristiche geometriche

B	180 mm	base pilastro
H	180 mm	altezza pilastro
s	250 mm	spessore soletta piena del solaio
c	50 mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	188 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	164 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	176 mm	altezza utile media



pilastro interno

$u_0$	720 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u^*_1$	2932 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
$u_1$	2932 mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
$\beta$	1.15	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø 24	passo	200 mm	$\rho_{l,x}$	0.0129
$A_{sup,y}$	1Ø 24	passo	200 mm	$\rho_{l,y}$	0.0129
$\rho_l$	0.0129	percentuale geometrica di armatura.			
k	2.00				

Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro ( $u_0$ )

$V_{Ed} = 1.13$  N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$V_{Rd,max} = 4.70$  N/mm<sup>2</sup>

$V_{Ed} < V_{Rd,max}$  la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta

Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

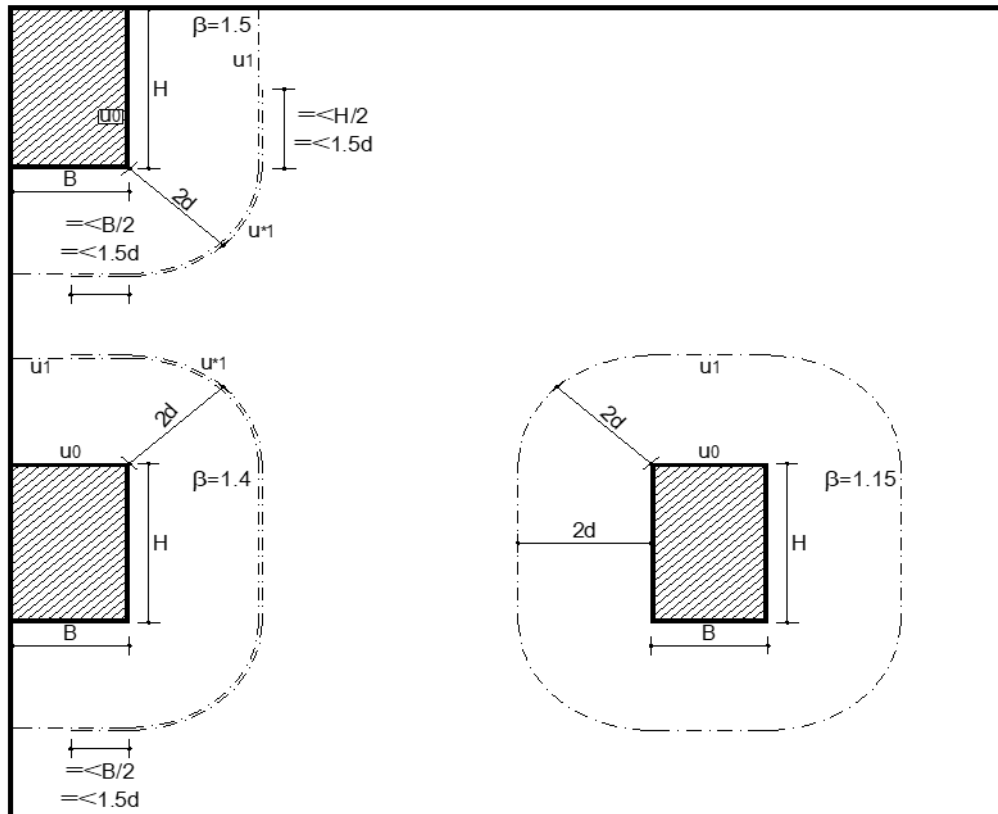
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$V_{Ed} = 0.28$  N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$V_{Rd,max} = 0.84$  N/mm<sup>2</sup>

$V_{Ed} < V_{Rd,max}$  la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta



## 6 ANALISI MURI D'ALA

### 6.1 DESCRIZIONE GENERALE

All'estremità delle spalle dell'ampliamento di nuova realizzazione (“AMPLIAMENTO 2”) sia in carreggiata nord che in carreggiata sud sono previsti due muri d'ala che corrono parallelamente al ciglio stradale atti a contenere il rilevato autostradale.

I muri d'ala, realizzati in calcestruzzo gettato in opera, presentano elevazione di altezza variabile e fondazione di tipo indiretto su micropali.

Nella tabella seguente sono riepilogate le loro principali caratteristiche geometriche.

Tabella 6-1. Muri d'ala - Configurazione

	CARREGGIATA SUD		CARREGGIATA NORD		
	RIMINI	BOLOGNA	RIMINI	BOLOGNA	
	Parallela	Parallela	Parallela	Parallela	Direzione rispetto asse A14
	in opera	in opera	in opera	in opera	Tipologia elevazione
	in opera	in opera	in opera	in opera	Tipologia zattera
	Micropali	Micropali	Micropali	Micropali	Tipologia fondazione
	No	No	No	No	Presenza Guard-Rail / New-Jersey
	Si	Si	Si	Si	Presenza barriere fonoassorbenti
Hpar,min [m] =	6.04	5.70	6.77	6.20	Altezza max paramento
Hpar,max [m] =	6.14	5.82	6.87	6.61	Altezza min paramento
Lpar [m] =	7.90	8.10	8.30	30.70	Sviluppo
Sp par,min [m] =	0.70	0.70	0.70	0.70	Spessore min paramento
Sp par,max [m] =	1.24	1.24	1.30	1.30	Spessore max paramento
L zatt [m] =	8.30	7.73	8.30	31.27	Lunghezza zattera di fondazione
B zatt [m] =	4.50	4.50	6.76	6.79	Larghezza zattera di fondazione
Sp zatt [m] =	1.20	1.20	1.30	1.30	Spessore zattera di fondazione
N.° pali =	40	39	60	222	N. pali di fondazione

I muri d'ala 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.

## 6.2 MURI D'ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA NORD (NUOVA REALIZZAZIONE)

Il muro d'ala lato Rimini, a parità di spessore delle membrature e di larghezza della zattera di fondazione, presenta altezza massima del paramento di elevazione (6.87 m) maggiore rispetto al muro d'ala lato Bologna (6.61 m): nel seguito si procede pertanto alla verifica del muro d'ala lato Rimini.

In favore di sicurezza nell'analisi si considera una altezza dell'elevazione di 6.90 m, valore leggermente superiore a quella massima effettiva (6.87 m).

### 6.2.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per il muro d'ala in carreggiata nord dell'allargamento 2.

MURO D'ALA ANALIZZATO				
CARREGGIATA DIREZIONE	NORD RIMINI	FONDAZIONE	INDIRETTA	
<b>Geometrie delle sottostrutture in ampliamento</b>				
L1		8.30	[m]	Larghezza zattera
L2		8.30	[m]	Larghezza paramento
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera
B		6.76	[m]	Lunghezza zattera
b1		4.93	[m]	Lunghezza media retrozattera
b2		0.83	[m]	Spessore medio paramento
b3		1.00	[m]	Lunghezza avanzzattera
H <sub>TOT</sub>		8.20	[m]	Altezza totale
H1		1.30	[m]	Spessore zattera
H2		6.90	[m]	Altezza paramento
H <sub>zav_M</sub>		6.90	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)
H <sub>zav_V</sub>		0.45	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)
<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
γ <sub>cls</sub>		25	[kN/m <sup>3</sup> ]	
γ <sub>steel</sub>		78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	
γ <sub>pav</sub>		22	[kN/m <sup>3</sup> ]	
q		20	[kN/m <sup>2</sup> ]	sovraccarico accidentale
<b>Parametri geotecnici del terreno di rilevato</b>				
γ <sub>terreno</sub>		20	[kN/m <sup>3</sup> ]	
φ' (M1)		35	[°]	
φ' (M2)		29.26	[°]	
<b>Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)</b>				
γ <sub>terreno</sub>		20	[kN/m <sup>3</sup> ]	
φ		38	[°]	
c'		0	[kPa]	

Figura 6-1. Muri d'ala carreggiata nord - Dimensioni geometriche

### 6.2.2 Caratterizzazione azione sismica

Vale la caratterizzazione sismica già utilizzata per l'analisi delle spalle (vedere cap. 5.3.1).



### 6.2.3 Analisi dei carichi

Si considerano le seguenti condizioni di carico elementare:

- (C1): Peso proprio valutato con riferimento ad un peso proprio del cls pari a 25 kN/m<sup>3</sup> + peso delle barriere antirumore (FOA tipo 5, H = 6.50+2.00 m, montante corrente con interasse 3.00 m) pari a 12.5 kN/m applicato a testa elevazione;
- (C2): Zavorra (terreno di riempimento) valutato con riferimento ad un peso del terreno pari a 20 kN/m<sup>3</sup> ed un'altezza di riempimento di 6.90 m lato monte e 0.45 m lato valle;
- (C3): Spinta delle terre a riposo valutata con riferimento ad un peso del terreno pari a 20 kN/m<sup>3</sup> ed un angolo di attrito  $\Phi' = 35^\circ$  in condizioni di spinta a riposo ( $K_0 = 0.43$ );
- (C4a): Sovraccarico accidentale  $Q = 20$  kN/m<sup>2</sup>, componente verticale agente su zattera di fondazione lato monte;
- (C4b): Sovraccarico accidentale  $Q = 20$  kN/m<sup>2</sup>, componente orizzontale agente su elevazione e valutata con riferimento ad un angolo di attrito del terreno  $\Phi' = 35^\circ$  in condizioni di spinta a riposo ( $K_0 = 0.43$ );
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (da fonte rumore verso ricettore), forza orizzontale  $F = 13.8$  kN/m e momento flettente  $M = 63.9$  kNm/m, applicati a testa elevazione;
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (pressione dinamica veicolare), forza orizzontale  $F = 9.6$  kN/m e momento flettente  $M = 44.5$  kNm/m, applicati a testa elevazione;
- (CS1 -kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (FOA e zavorra) in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $k_h = 0.296$ ,  $k_v = -0.148$ );
- (CS1 +kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (FOA e zavorra) in presenza di sisma diretto verso il basso ( $k_h = 0.296$ ,  $k_v = 0.148$ );
- (CS2 -kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $K_{a, sis} = 0.52$ );
- (CS2 +kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso il basso ( $K_{a, sis} = 0.44$ ).

### 6.2.4 Combinazioni di calcolo

Per l'analisi del paramento e della zattera di fondazione si considerano le seguenti combinazioni delle condizioni di carico elementare:

COMB	Descrizione	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA	
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	Spinta delle terre - riposo	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C4a	Carichi variabili da traffico - componente verticale su zattera	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00
C4b	Carichi variabili da traffico - componente orizzontale su paramento	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20
C8a	Vento su FOA (da fonte rumore verso ricettore)	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	Vento su FOA (pressione dinamica veicolare)	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)									0.00	1.00
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)									1.00	0.00
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)									0.00	1.00
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)									1.00	0.00

COMB	Descrizione	SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
		1	2	3	4	1	2
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	Spinta delle terre - riposo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	Carichi variabili da traffico - componente verticale su zattera	1.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.00
C4b	Carichi variabili da traffico - componente orizzontale su paramento	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C8a	Vento su FOA (da fonte rumore verso ricettore)	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	Vento su FOA (pressione dinamica veicolare)	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)						
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)						
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)						
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)						

Figura 6-2. Muri d'ala carreggiata nord - Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica paramento e zattera

### 6.2.5 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto tramite un semplice modello FEM 2D del muro d’ala realizzato tramite l’utilizzo di elementi BEAM aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Elevazione (da testa elevazione a -3.9 m): spessore 70 cm;
- Elevazione (da -3.9 a -5.4 m da testa elevazione): spessore 85 cm (valore medio tra 70 e 100 cm);
- Elevazione (da -5.4 a -6.9 m da testa elevazione): spessore 115 cm (valore medio tra 100 e 130 cm);
- Elevazione (in spessore zattera di fondazione): spessore 130 cm;
- Zattera di fondazione: spessore 130 cm.

L’interazione tra i micropali di fondazione e la struttura viene simulata con molle verticali ed orizzontali di opportuna rigidezza. Con riferimento a quanto anticipato nel precedente cap. 5.2 e tenendo conto che i micropali sono disposti a passo 0.83 m, le rigidzze delle molle sono state calcolate come:

- rigidzza molle in direzione verticale  $K_{vert} = 230000 \text{ kN/m} \times (1.0 / 0.83) \cong 277000 \text{ kN/m}$
- rigidzza molle in direzione orizzontale  $K_{orizz} = 9000 \text{ kN/m} \times (1.0 / 0.83) \cong 10800 \text{ kN/m}_y$

Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini del modello di calcolo e dei carichi applicati.

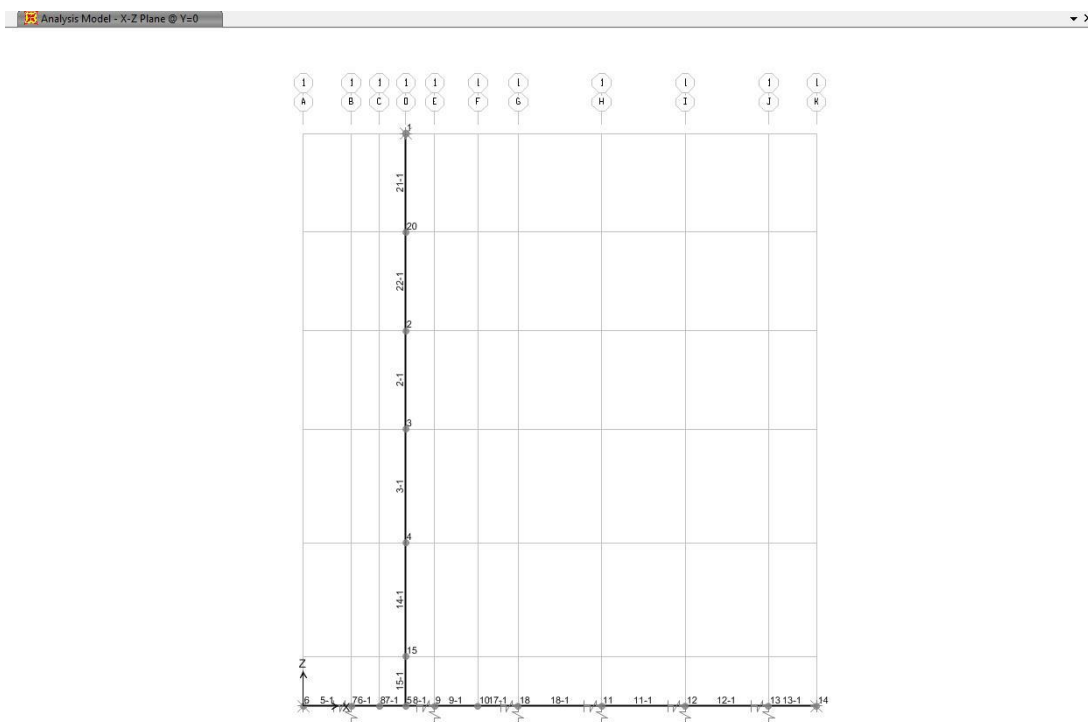


Figura 6-3. Muri d’ala carreggiata nord - Modello di calcolo – Numerazione aste e nodi

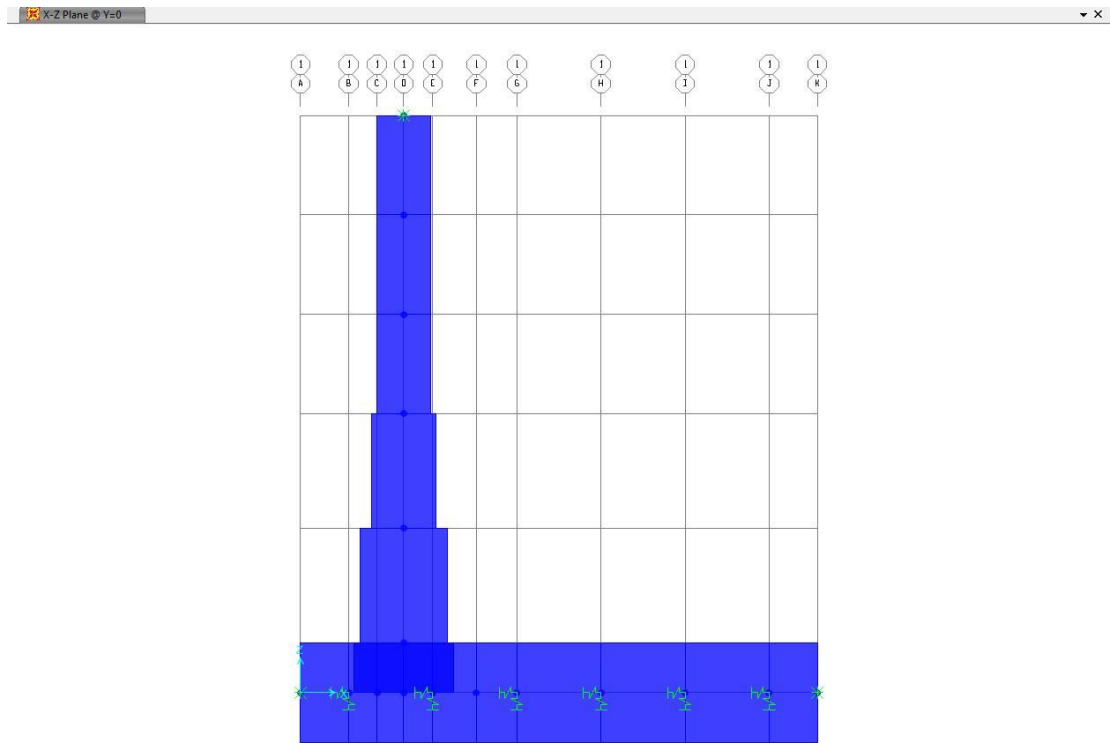


Figura 6-4. Muri d'ala carreggiata nord - Modello di calcolo – Vista solida

Analysis Model - Joint Loads (C1\_DEAD) (GLOBAL CSys)

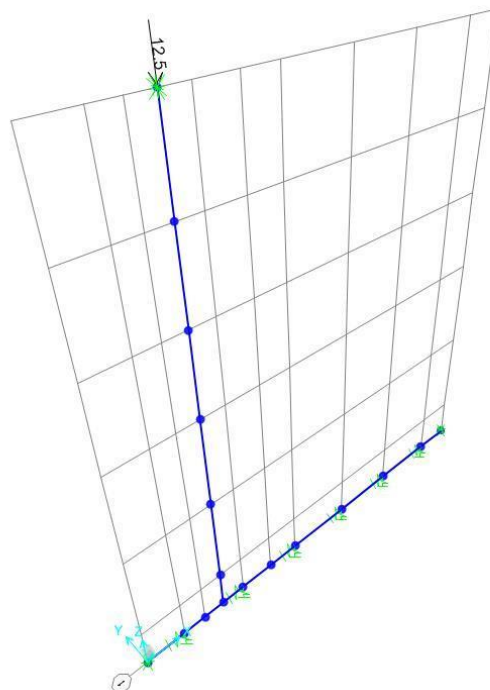


Figura 6-5. Muri d'ala carreggiata nord - Condizione di carico C1 (solo carichi nodali)

Analysis Model - Frame Span Loads (C2\_PERMANENTI) (GLOBAL CSys)

Analysis Model - Frame Span Loads (C3\_TERRE) (GLOBAL CSys)

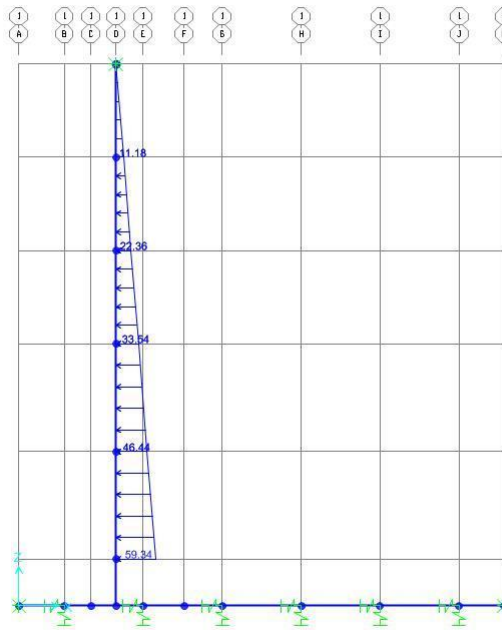
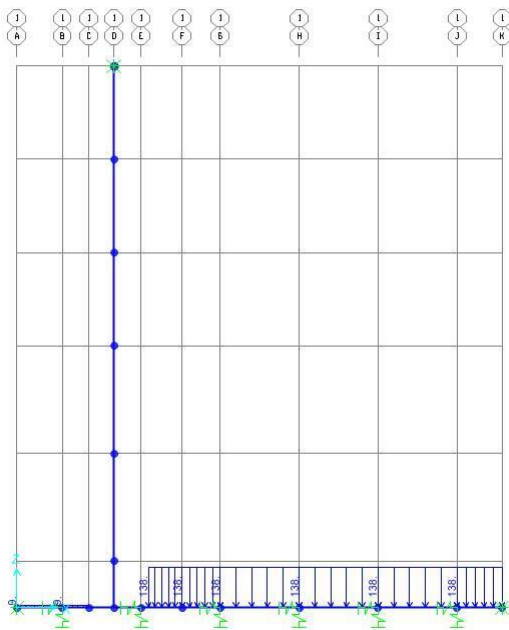


Figura 6-6. Muri d'ala carreggiata nord - Condizioni di carico C2 e C3

Analysis Model - Frame Span Loads (C4a\_VARIABLE\_VERT) (GLOBAL CSys)

Analysis Model - Frame Span Loads (C4b\_VARIABLE\_ORIZ) (GLOBAL CSys)

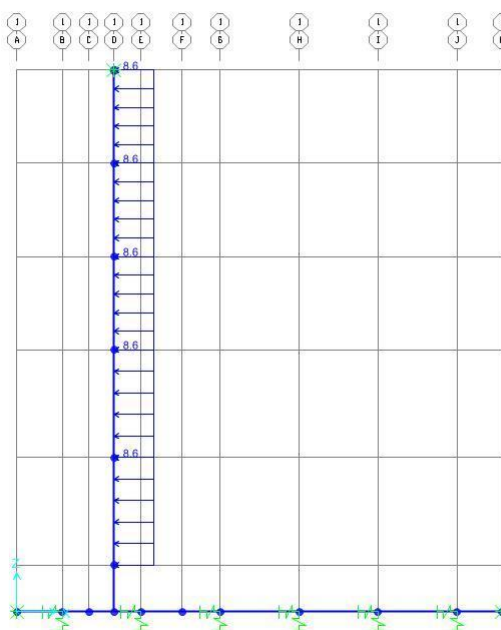
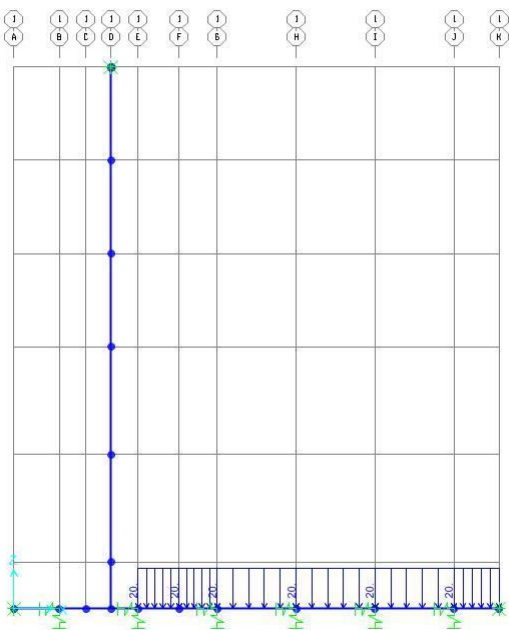


Figura 6-7. Muri d'ala carreggiata nord - Condizioni di carico C4a e C4b

Analysis Model - Joint Loads (C8a\_VENTO) (GLOBAL CSys)

Analysis Model - Joint Loads (C8b\_VENTO\_VEICOLARE) (GLOBAL CSys)

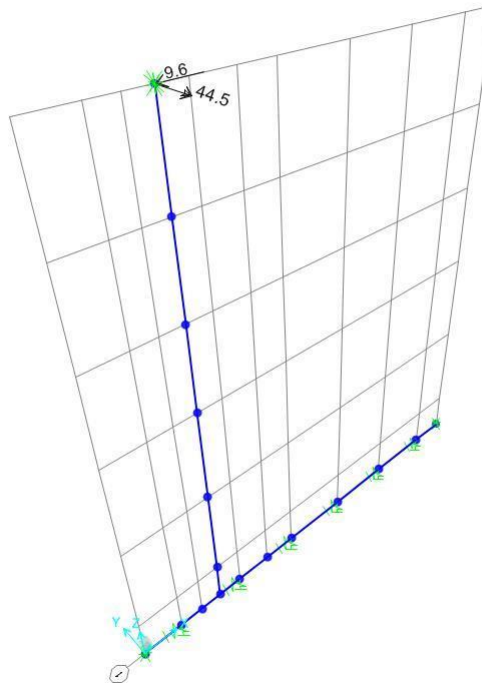
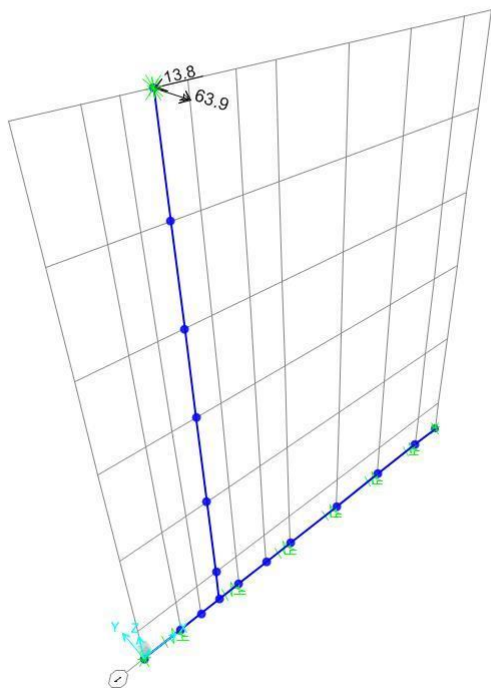


Figura 6-8. Muri d'ala carreggiata nord - Condizione di carico C8a e C8b

Analysis Model - Frame Gravity Multipliers (CS1-kv\_SISMA\_INERZIA\_Z+) (GLOBAL CSys)

Analysis Model - Frame Span Loads (CS1-kv\_SISMA\_INERZIA\_Z+) (GLOBAL CSys)

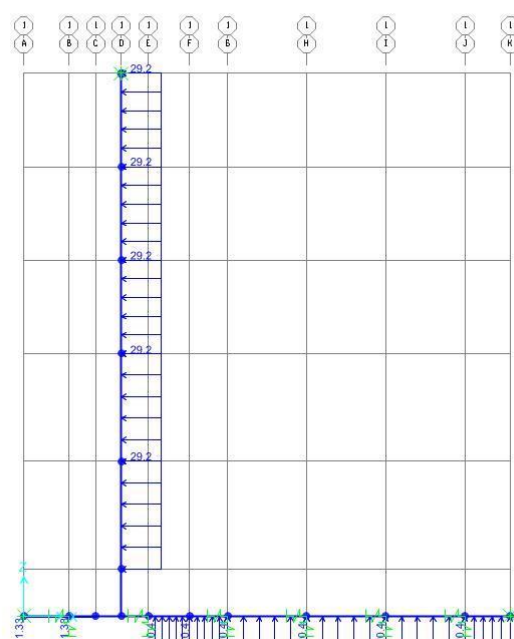
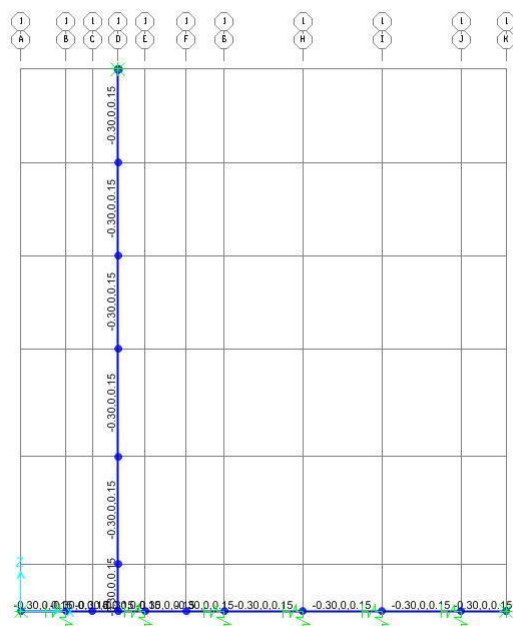


Figura 6-9. Muri d'ala carreggiata nord - Condizione di carico CS1 (-kv)

Analysis Model - Frame Gravity Multipliers (CS1+kv\_SISMA\_INERZIA\_Z-) (GLOBAL CSys)

Analysis Model - Frame Span Loads (CS1+kv\_SISMA\_INERZIA\_Z-) (GLOBAL CSys)

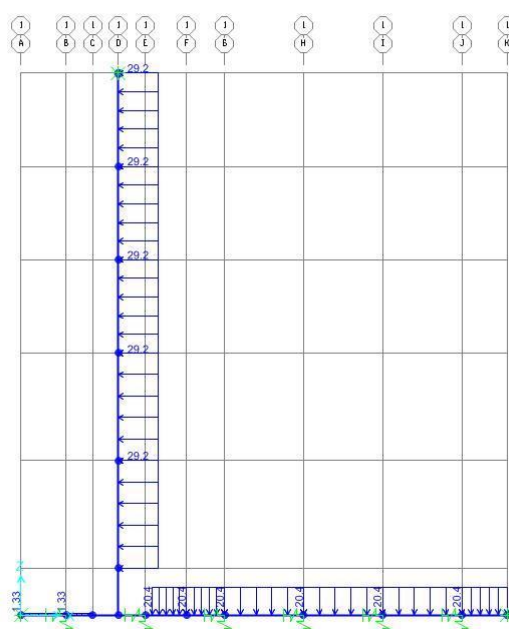
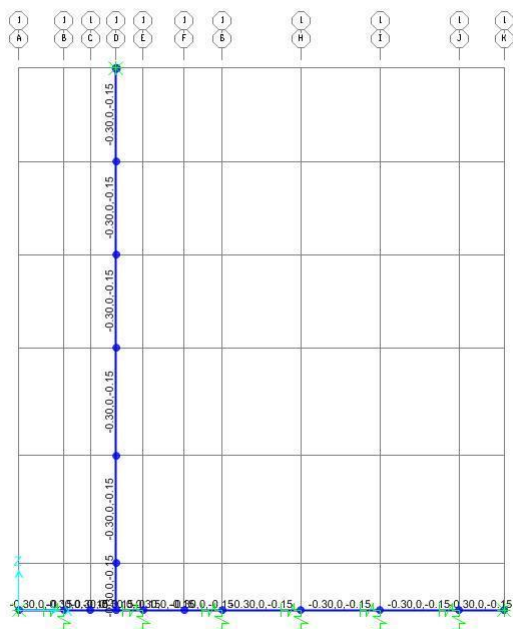


Figura 6-10. Muri d'ala carreggiata nord - Condizione di carico CS1 (+kv)

Frame Distributed Loads (CS2-kv\_SISMA\_TERRE\_Z+)

Frame Distributed Loads (CS2+kv\_SISMA\_TERRE\_Z-)

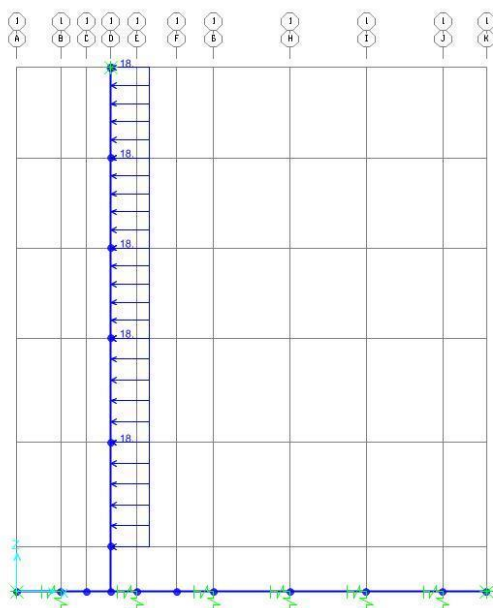
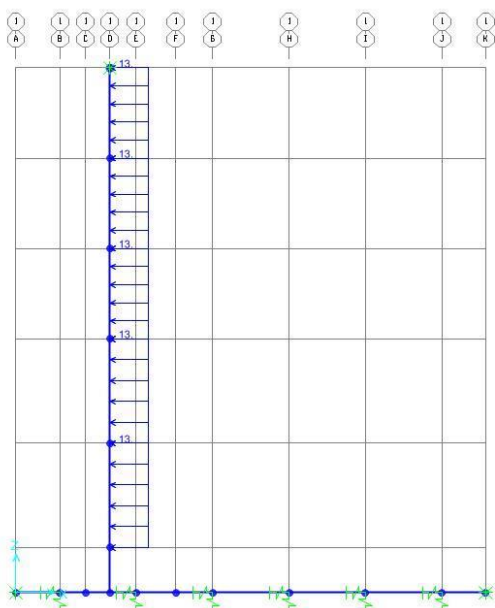


Figura 6-11. Muri d'ala carreggiata nord - Condizioni di carico CS2 (-kv) e CS2 (+kv)

## 6.2.6 Analisi strutturale del paramento

### 6.2.6.1 Inviluppo sollecitazioni allo S.L.U.

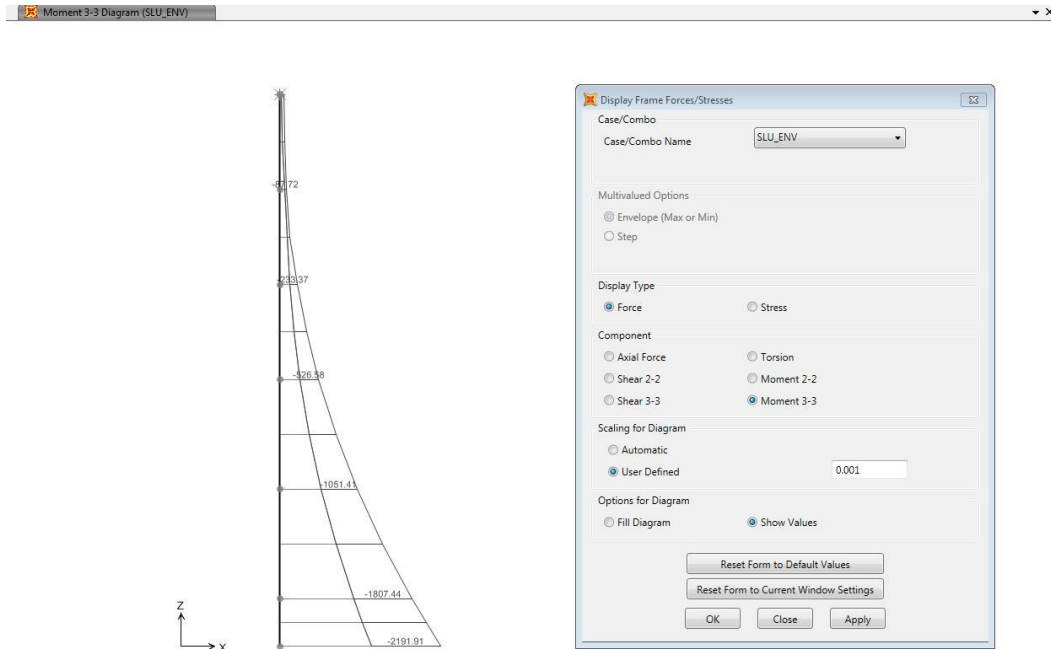


Figura 6-12. Muri d'ala carreggiata nord – Paramento – Inviluppo SLU – Momento flettente

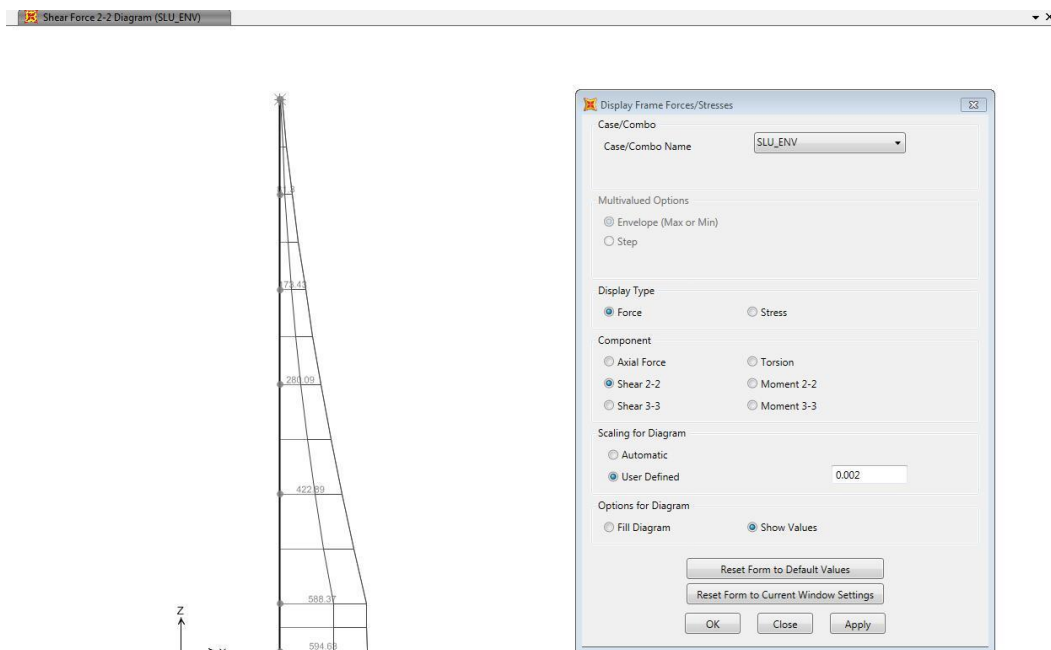


Figura 6-13. Muri d'ala carreggiata nord – Paramento – Inviluppo SLU – Azione di taglio

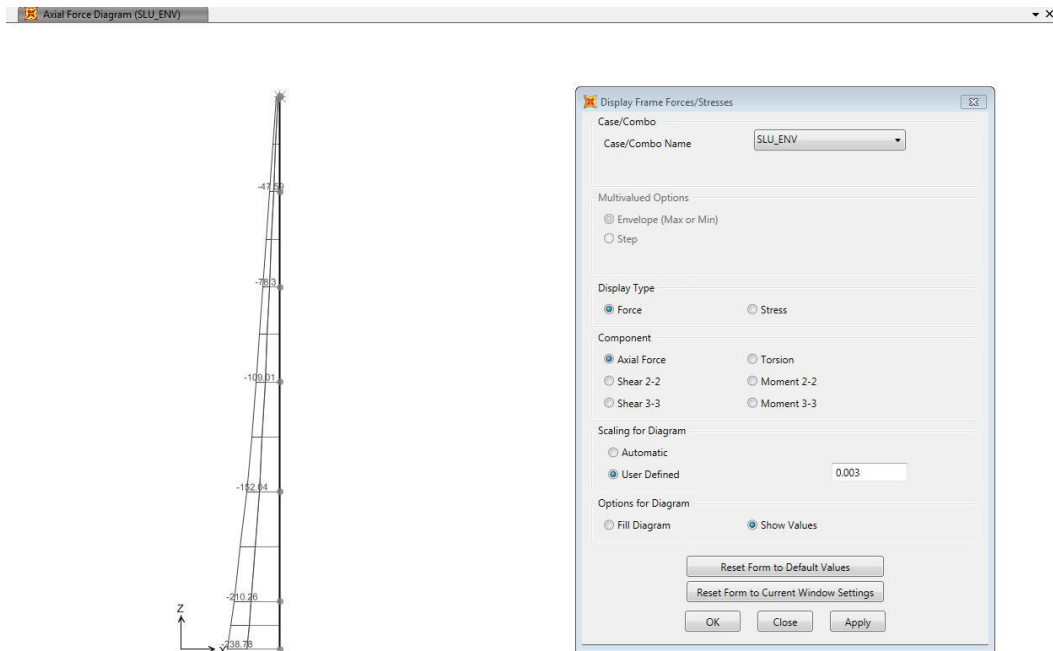


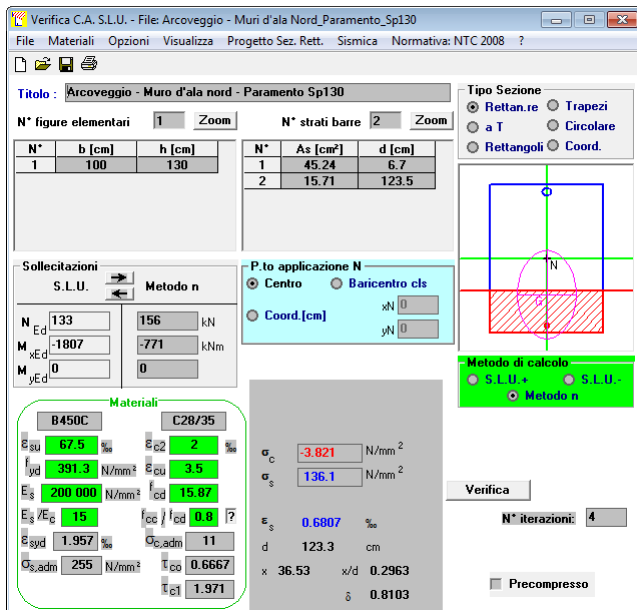
Figura 6-14. Muri d'ala carreggiata nord – Paramento – Involuppo SLU – Azione assiale







- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre lato terra)

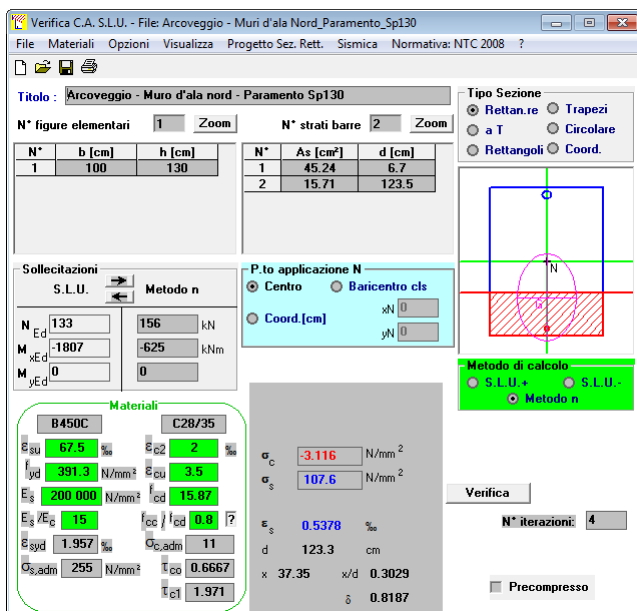


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 3.8 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 136 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre lato terra)



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 3.1 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 108 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interesse tra le barre pari a  $i = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 108 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo alle NTC2018, la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

- Verifica locale testata muro per azione concentrata montante barriera FOA

Si esegue la verifica locale considerando l'azione concentrata ( $F = 41.4$  kN;  $M = 191.8$  kNm) trasmessa dal montante della barriera FOA tipo 5. La verifica viene condotta a 1 m da testa elevazione trascurando qualsiasi tipo di diffusione del carico concentrato ed una sezione resistente di larghezza  $B = 1.00$  m.

Trattandosi di una verifica locale in adiacenza al montante della barriera fonoassorbente, la verifica allo S.L.U. viene condotta considerando l'azione del vento come azione variabile principale ( $\gamma_Q = 1.50$ ) e l'azione del sovraccarico accidentale come azione variabile concomitante ( $\gamma_Q = 1.35$ ,  $\psi = 0.75$ ). Risultata:

$$N_{SD} = 55 \text{ kN/m (compressione)}$$

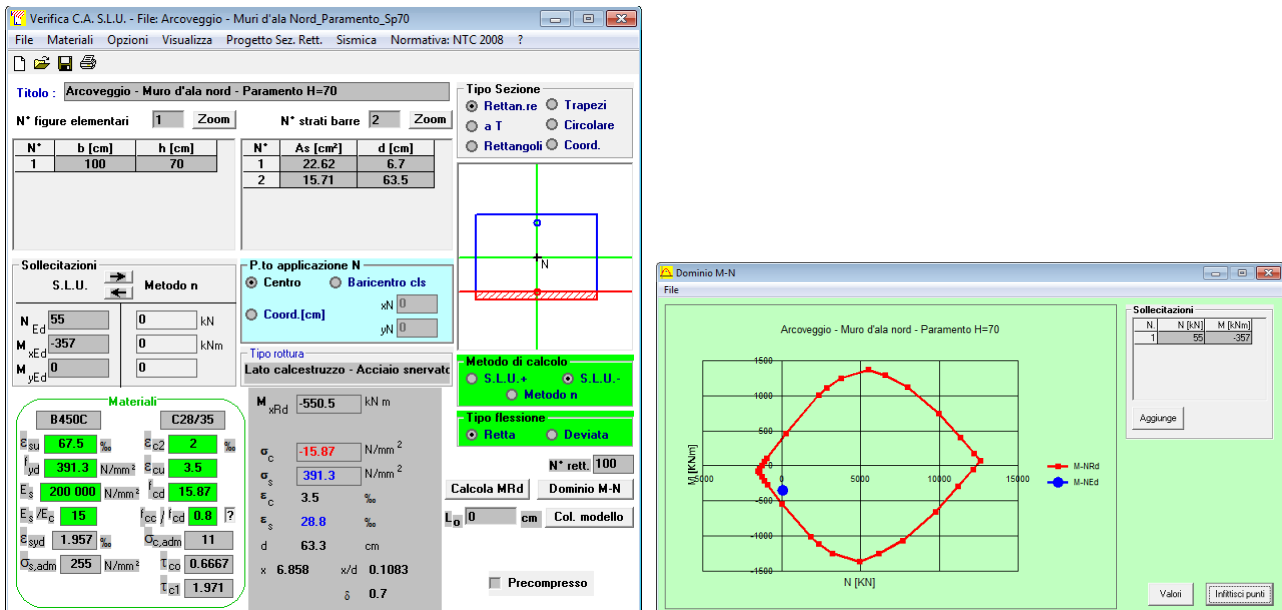
$$M_{SD} = -357 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 77 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 70 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra:  $1\text{Ø}24/20\text{cm}$
- Armatura verticale – lato strada:  $1\text{Ø}20/20\text{cm}$
- Armatura a taglio: spilli  $\text{Ø}16/40 \times 40\text{cm}$

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali a pressoflessione ed a taglio.



Risultando  $M_{RD} = 551$  kNm  $>$   $M_{SD} = 357$  kNm la verifica a pressoflessione è quindi soddisfatta.



## 6.2.7 Analisi strutturale del plinto di fondazione

### 6.2.7.1 Involuppo sollecitazioni allo S.L.U.

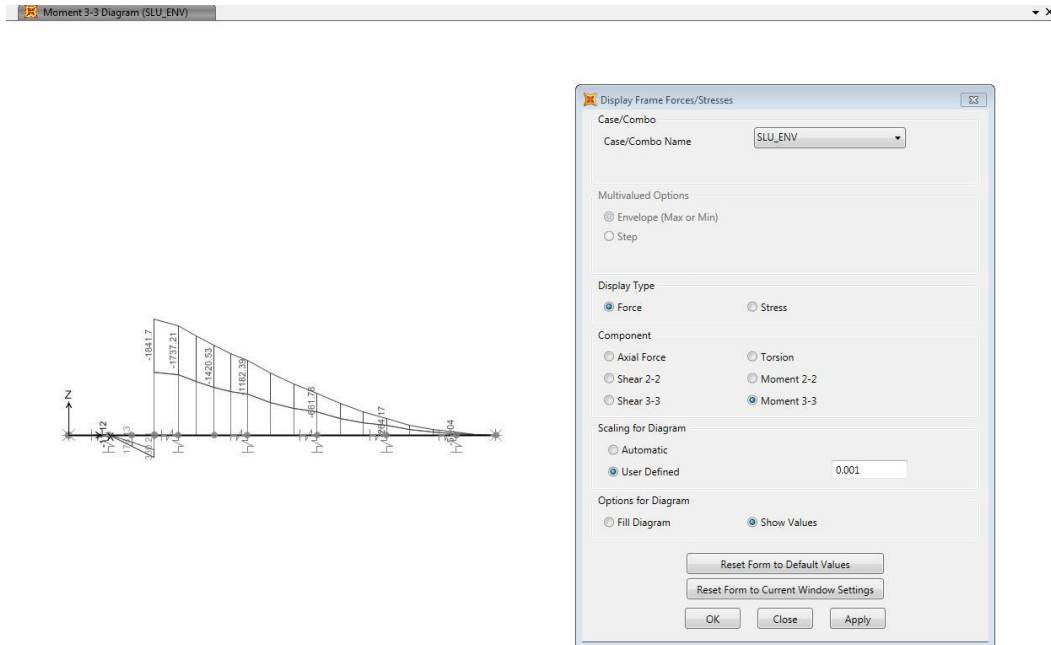


Figura 6-15. Muri d'ala carreggiata nord – Plinto di fondazione – Involuppo SLU – Momento flettente

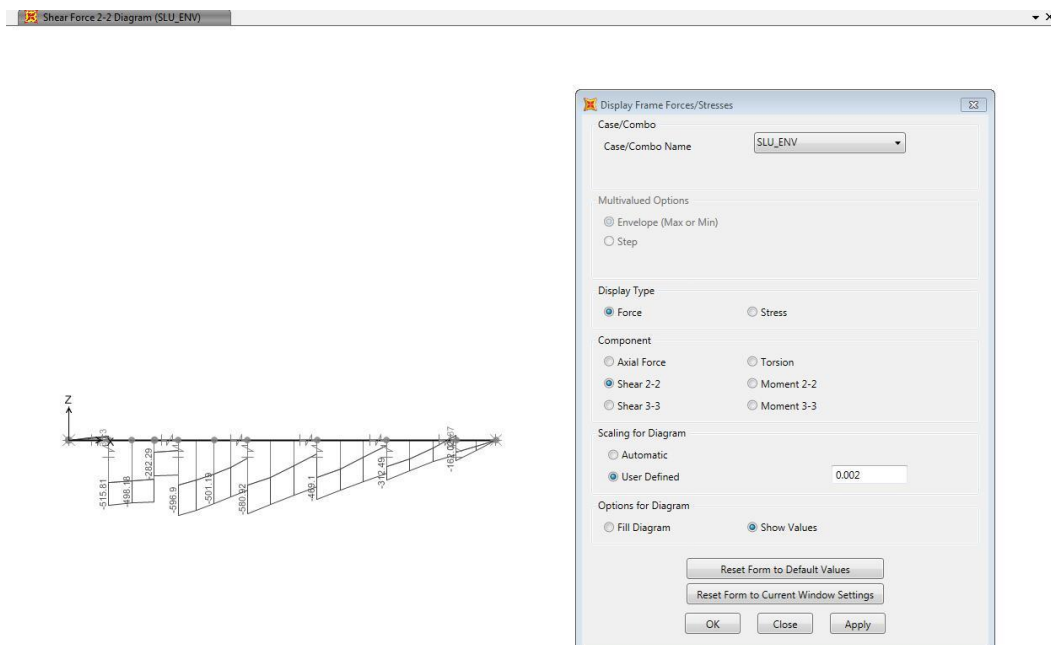


Figura 6-16. Muri d'ala carreggiata nord – Plinto di fondazione – Involuppo SLU – Azione di taglio

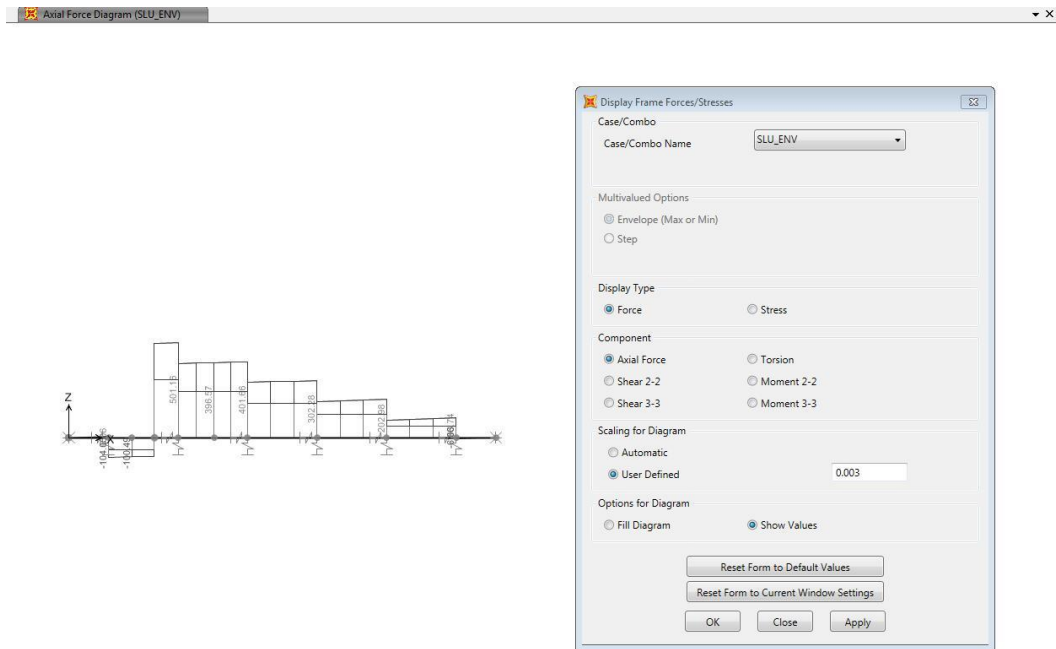


Figura 6-17. Muri d'ala carreggiata nord – Plinto di fondazione – Inviluppo SLU – Azione assiale

6.2.7.2 Verifiche strutturali retrozattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato (filo elevazione), desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-3. Muri d'ala carreggiata nord – Retrozattera – Sollecitazioni di verifica

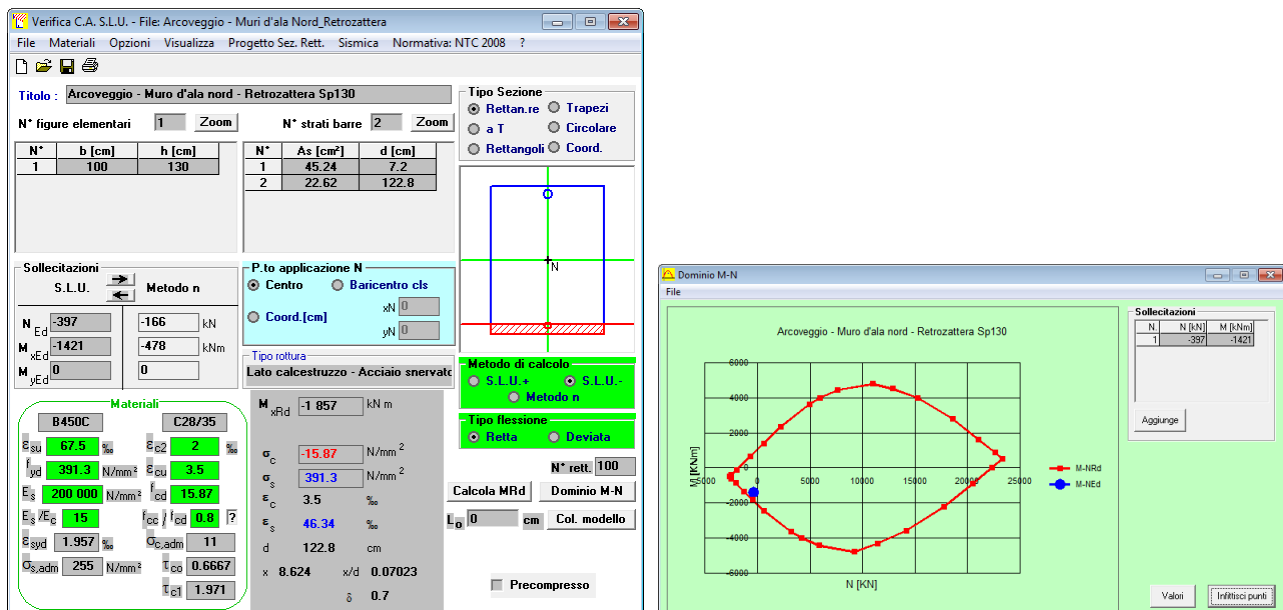
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	-1421	-588	-478
N [kN]	397 (trazione)	181 (trazione)	166 (trazione)
V [kN]	501	-	-

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 130 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm).

- Armatura superiore: 1Ø24/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre superiori)



Risultando  $M_{RD} = 1857 \text{ kNm} > M_{SD} = 1421 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.



• Verifica a taglio della sezione di incastro

ARCOVEGGIO - MURI D'ALA NORD - RETROZATTERA

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35 N/mm <sup>2</sup>	
fck		28 N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	f <sub>ctm</sub> =	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	γ <sub>c</sub> =	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>cc</sub> =	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= α <sub>cc</sub> x fck / γ <sub>c</sub>
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ <sub>s</sub> =	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub>
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	501 kN	
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	397 kN	
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	H =	130 cm	= 1300 mm
Copriferro	c =	4.4 cm	
Diametro barre superiori	φ <sub>2</sub> =	24 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ <sub>1</sub> =	24 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	10	
altezza utile della sezione	d =	122.8 cm	= 1228 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

Vrd1 = { [0.18 x k x (100 x ρ<sub>1</sub> x fck)<sup>(1/3)</sup> / γ<sub>c</sub> ] + 0.15 x σ<sub>cp</sub> } x (b<sub>w</sub> x d)  
 con Vrd1 >= Vrd1min = (V<sub>min</sub> + 0.15 x σ<sub>cp</sub>) x (b<sub>w</sub> x d)

K = 1 + (200 / d)<sup>0.5</sup> < 2.00      K = 1.40  
 V<sub>min</sub> = 0.035 x K<sup>1.5</sup> x fck<sup>0.5</sup>      V<sub>min</sub> = 0.31 N/mm<sup>2</sup>

ρ<sub>1</sub> = A<sub>s1</sub> / (b<sub>w</sub> x d) ≤ 0.02

A<sub>s1</sub> = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d + l<sub>bn</sub> oltre la sezione considerata

A<sub>s1</sub> = 45.24 cm<sup>2</sup> = 4523.893 mm<sup>2</sup>  
 ρ<sub>1</sub> = 0.0037

σ<sub>cp</sub> = -N<sub>sd</sub> / A<sub>c</sub> ≤ 0.2 fcd

σ<sub>cp</sub> = -0.31 N/mm<sup>2</sup>

Vrd1 =	394 kN	
Vrdmin =	322 kN	
Vrd1 =	394 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: V<sub>r</sub>cd

V<sub>r</sub>cd = [0.9 x d x b<sub>w</sub> x α<sub>c</sub> x fcd x (cotgα + cotgθ)] / [1 + (cotgθ)<sup>2</sup>]

Definizione del coefficiente maggiorativo α<sub>c</sub>

α <sub>cp</sub> <	0.00	=>	α <sub>c</sub> =	1	membrature non compresse
0.00 <= α <sub>cp</sub> <	3.97	=>	α <sub>c</sub> =	0.98	
3.97 <= α <sub>cp</sub> <=	7.93	=>	α <sub>c</sub> =	1.25	
7.93 < α <sub>cp</sub> <	15.87	=>	α <sub>c</sub> =	2.55	membrature fortemente compresse

Essendo

σ<sub>cp</sub> = -0.31 N/mm<sup>2</sup> si assume quindi α<sub>c</sub> = 1

Resistenza a compressione ridotta

fcd = 7.93 N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x fcd

Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)  
 α = 1.57 rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

θ = 21.8° (compreso tra 21.8° e 45°)  
 θ = 0.38 rad

V <sub>r</sub> cd =	3023.26 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
---------------------	------------	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: V<sub>r</sub>sd

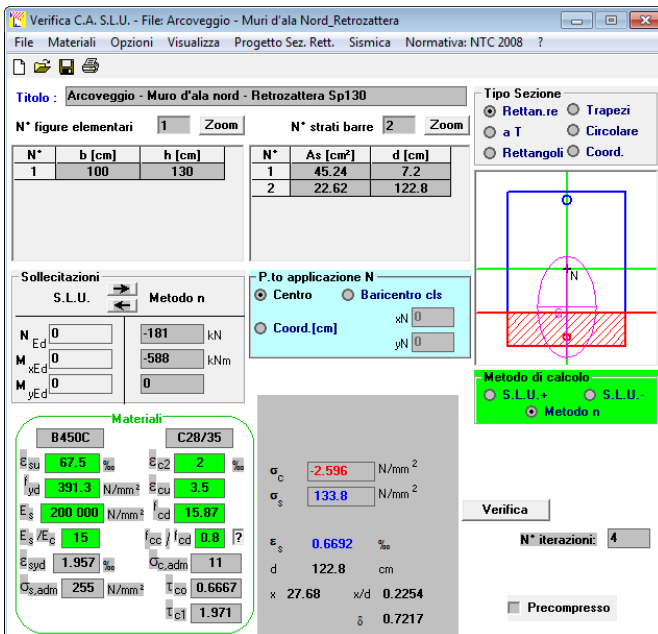
V<sub>r</sub>sd = 0.9 x d x (A<sub>sw</sub> / s) x f<sub>yd</sub> x (cotgα + cotgθ) x sinα

Passo delle staffe	s =	40 cm	400 mm
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Braccia resistenti	n =	2.5	
Area armatura a taglio	A <sub>sw</sub> =	5.03 cm <sup>2</sup>	503 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	ρ <sub>w,min</sub> =	0.0009 mm	= 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / F <sub>yk</sub>
Area minima di armatura a taglio	A <sub>w,min</sub> =	376.28 mm <sup>2</sup>	= ρ <sub>w,min</sub> x s x B <sub>w</sub> x senα (EC2-Par.9.2.2)

V <sub>r</sub> sd =	1358.74 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
---------------------	------------	----------------------------

Risultando V<sub>RCD</sub> = 3023 kN e V<sub>SCD</sub> = 1359 kN > V<sub>SD</sub> = 501 kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre superiori)

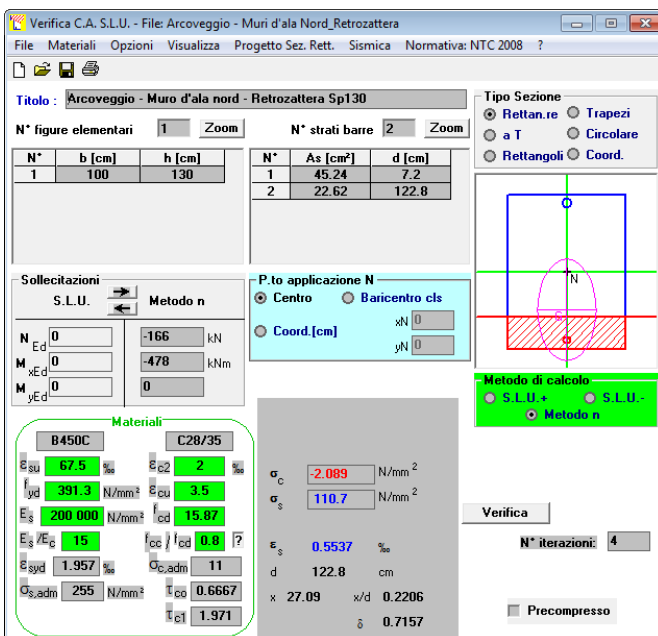


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.6 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 134 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre superiori)



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.1 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 111 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interesse tra le barre pari a  $i = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 111 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo alle NTC2018, la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

6.2.7.3 Verifiche strutturali avanzattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato (filo elevazione), desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-4. Muri d'ala carreggiata nord – Avanzattera – Sollecitazioni di verifica

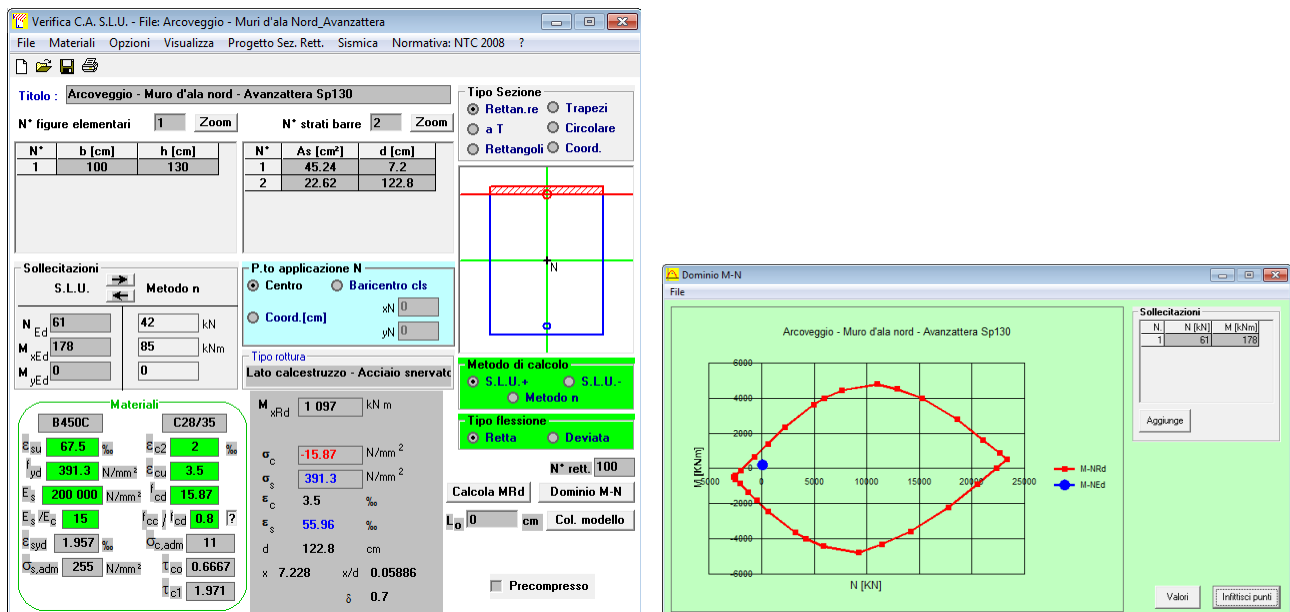
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	178	96	85
N [kN]	-61 / -100	-45	-42
V [kN]	498	-	-

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 130 cm copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm):

- Armatura superiore: 1Ø24/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre inferiori)



Risultando  $M_{RD} = 1097 \text{ kNm} \gg M_{SD} = 178 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

ARCOVEGGIO - MURI D'ALA NORD - AVANZATERA

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35 N/mm <sup>2</sup>	
fck		28 N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	f <sub>ctm</sub> =	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	γ <sub>c</sub> =	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>cc</sub> =	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= α <sub>cc</sub> x fck / γ <sub>c</sub>
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ <sub>s</sub> =	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>yd</sub> / γ <sub>s</sub>
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	498 kN	
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	-61 kN	
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	H =	130 cm	= 1300 mm
Copriferro	c =	4.4 cm	
Diametro barre superiori	φ <sub>2</sub> =	24 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ <sub>1</sub> =	24 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	10	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5	
altezza utile della sezione	d =	122.8 cm	= 1228 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V<sub>rd1</sub> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

V<sub>rd1</sub> = [(0.18 x k x (100 x ρ<sub>1</sub> x fck)<sup>(1/3)</sup> / γ<sub>c</sub> + 0.15 x α<sub>cp</sub>] x (b<sub>w</sub> x d)  
 con V<sub>rd1</sub> >= V<sub>rd1min</sub> = (V<sub>min</sub> + 0.15 x α<sub>cp</sub>) x (b<sub>w</sub> x d)

K = 1 + (200 / d)<sup>0.5</sup> < 2.00      K = 1.40  
 V<sub>min</sub> = 0.035 x K<sup>1.5</sup> x fck<sup>0.5</sup>      V<sub>min</sub> = 0.31 N/mm<sup>2</sup>

ρ<sub>1</sub> = A<sub>s1</sub> / (b<sub>w</sub> d) ≤ 0.02

A<sub>s1</sub> = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d + l<sub>bn</sub>et oltre la sezione considerata

A<sub>s1</sub> = 22.62 cm<sup>2</sup> = 2261.947 mm<sup>2</sup>  
 ρ<sub>1</sub> = 0.0018

α<sub>cp</sub> = -N<sub>sd</sub> / A<sub>c</sub> ≤ 0.2 fcd

α<sub>cp</sub> = 0.05 N/mm<sup>2</sup>

V <sub>rd1</sub> =	366 kN	
V <sub>rdmin</sub> =	387 kN	
<b>V<sub>rd1</sub> =</b>	<b>387 kN</b>	<b>OCCORRE ARMARE A TAGLIO</b>

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: V<sub>rcd</sub>

V<sub>rcd</sub> = [0.9 x d x b<sub>w</sub> x α<sub>c</sub> x fcd x (cotgα + cotgθ)] / [1 + (cotgθ)<sup>2</sup>]

Definizione del coefficiente maggiorativo α<sub>c</sub>

α <sub>cp</sub> <	0.00	=>	α <sub>c</sub> =	1	membrature non compresse	
0.00 =<	α <sub>cp</sub> <	3.97	=>	α <sub>c</sub> =	1.00	
3.97 =<	α <sub>cp</sub> <=	7.93	=>	α <sub>c</sub> =	1.25	
7.93 <	α <sub>cp</sub> <	15.87	=>	α <sub>c</sub> =	2.49	membrature fortemente compresse

Essendo

α<sub>cp</sub> = 0.05 N/mm<sup>2</sup> si assume quindi α<sub>c</sub> = 1

Resistenza a compressione ridotta

fcd = 7.93 N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x fcd

Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)

α = 1.57 rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

θ = 21.8° (compreso tra 21.8° e 45°)

θ = 0.38 rad

<b>V<sub>rcd</sub> =</b>	<b>3023.26 kN</b>	<b>OK! - VERIFICA SODDISFATTA</b>
--------------------------	-------------------	-----------------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: V<sub>rsd</sub>

V<sub>rsd</sub> = 0.9 x d x (A<sub>sw</sub> / s) x f<sub>yd</sub> x (cotgα + cotgθ) x sinα

Passo delle staffe

s = 40 cm      400 mm

Diametro staffe

φ<sub>st</sub> = 16 mm

Braccia resistenti

n = 2.5

Area armatura a taglio

A<sub>sw</sub> = 5.03 cm<sup>2</sup>      503 mm<sup>2</sup>

Percentuale minima di armatura

ρ<sub>w,min</sub> = 0.0009 mm      = 0.08 x (Fck<sup>0.5</sup>) / F<sub>yk</sub>

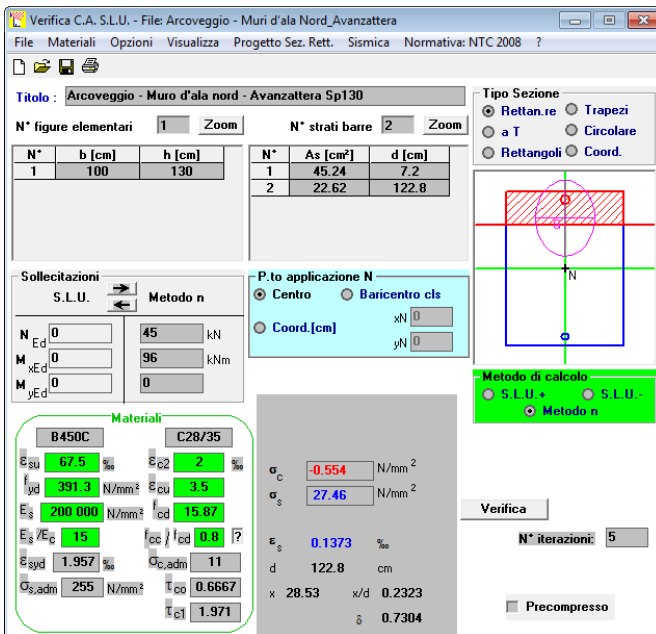
Area minima di armatura a taglio

A<sub>w,min</sub> = 376.28 mm<sup>2</sup>      = ρ<sub>w,min</sub> x s x B<sub>w</sub> x senα (EC2-Par.9.2.2)

<b>V<sub>rsd</sub> =</b>	<b>1358.74 kN</b>	<b>OK! - VERIFICA SODDISFATTA</b>
--------------------------	-------------------	-----------------------------------

Risultando V<sub>RCD</sub> = 3023 kN e V<sub>SCD</sub> = 1359 kN > V<sub>SD</sub> = 498 kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre inferiori)

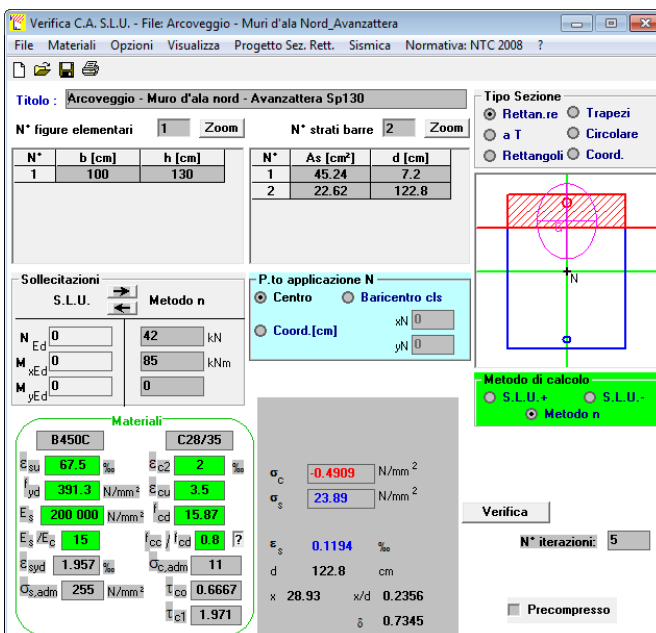


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 0.6 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 27 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre inferiori)



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 0.5 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interesse tra le barre pari a  $i = 200$  mm ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo alle NTC2018, la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

• Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento viene cautelativamente condotta considerando la massima reazione dei micropali (N = 466 kN) dedotta dall'analisi della palificata condotta con il software GROUP e presentata nella relazione di calcolo geotecnica a cui si rimanda per i dettagli.

**VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PLINTO IN C.A. SENZA ARMATURA A TAGLIO**

**Caratteristiche materiali**

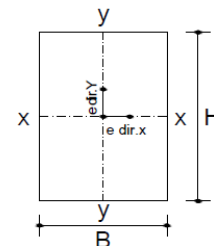
R <sub>ck</sub>	35	N/mm <sup>2</sup>	γ <sub>acciaio</sub>	1.15	
γ <sub>c</sub>	1.5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	29	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	16.46	N/mm <sup>2</sup>			

**Sollecitazioni**

N	466 kN	sforzo normale
M <sub>x-x</sub>	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
M <sub>y-y</sub>	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

**Caratteristiche geometriche**

B	210 mm	base pilastro (dimensione equivalente)
H	210 mm	altezza pilastro (dimensione equivalente)
s	1300 mm	spessore plinto
c	40 mm	copriferro netto del plinto
dx	1250 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir. X
dy	1228 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir. Y
d	1239 mm	altezza utile media



**pilastro d'angolo**

u <sub>0</sub>	420 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno pilastro
u*1	4102 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
u <sub>1</sub>	4312 mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
β	1.50	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

**Armatura in direzione x e y**

A <sub>x</sub>	1Φ	20	passo	200	mm	r <sub>l,x</sub>	0.0013
A <sub>y</sub>	1Φ	24	passo	200	mm	r <sub>l,y</sub>	0.0018
r <sub>l</sub>	0.0015		percentuale geometrica di armatura media				
k	1.40						

**Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro**

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro

v<sub>Ed</sub> = 1.34 N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

V<sub>Rd,max</sub> = 4.12 N/mm<sup>2</sup>

v<sub>Ed</sub> < V<sub>Rd,max</sub> **La verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta**

**Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d**

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

v<sub>Ed</sub> = 0.14 N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

V<sub>Rd,max</sub> = 0.28 N/mm<sup>2</sup>

v<sub>Ed</sub> < V<sub>Rd,max</sub> **La verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta**

La verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a mensola tozza

Data la geometria dell'avanzaterra, si conduce anche la verifica strutturale con schema tirante-puntone. Anche in questo caso la verifica viene cautelativamente condotta considerando la massima reazione dei micropali (N = 466 kN) dedotta dall'analisi della palificata condotta con il software GROUP e presentata nella relazione di calcolo geotecnica a cui si rimanda per i dettagli.

**VERIFICA TIRANTE-PUNTONE**

F =	466 kN	Reazione micropalo
h =	1.30 m	Spessore plinto
c =	0.072 m	Copriferro all'asse della barra tesa
d =	1.228 m	Altezza utile plinto
a =	0.37 m	Distanza asse micropalo - filo elevazione
l =	0.62 m	$a + 0.2 \times d$
$\lambda = \cotg \psi =$	0.56	$l / (0.9 \times d)$
$\psi =$	60.9 °	= 1.06 rad
T =	259.6 kN	Azione nel tirante ( F x $\lambda$ )
C =	533.4 kN	Azione nel puntone

*Verifica tirante*

Af =	18.10 cm <sup>2</sup> =	4 $\Phi$ 24
fy =	450 N/mm <sup>2</sup>	
$\gamma_s =$	1.15	
f <sub>yd</sub> =	391.3 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s =$	143.4 N/mm <sup>2</sup>	< f <sub>yd</sub> ok!

*Verifica puntone*

R <sub>ck</sub> =	35 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>c</sub> =	29.05 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>cd</sub> =	16.46 N/mm <sup>2</sup>	
l <sub>b</sub> =	0.40 m	larghezza appoggio
h <sub>c</sub> =	0.15 m	
c =	0.42 m	
a =	0.37 m	
$\sigma_c =$	3.4 N/mm <sup>2</sup>	< f <sub>cd</sub> ok!

*Verifica nodo*

a =	0.21 m	larghezza appoggio
b =	0.21 m	lunghezza appoggio
m =	1.00	coefficiente confinamento
c <sub>1</sub> =	0.75	coefficiente per ancoraggio con 1 tirante
$\Phi =$	0.90	coefficiente appoggio
$\sigma_c =$	10.57 N/mm <sup>2</sup>	< 19.61 N/mm <sup>2</sup> = f <sub>cu</sub> ok!

La verifica è quindi soddisfatta.

## 6.2.8 Analisi strutturale della sottofondazione (micropali)

L'analisi strutturale della sottofondazione (micropali) è riportata nella relazione di calcolo geotecnica a cui si rimanda per i dettagli. Nel seguito si riportano unicamente l'analisi dei carichi agenti sulla sottostruttura (valutati nel baricentro della zattera di fondazione con riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel precedente cap. 6.2.3), le corrispondenti combinazioni e le sollecitazioni risultanti utilizzate per l'analisi riportata nel citato documento.

### (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	-0.65	0.00	219.70	0.00	0.00
Paramento	-4.75	1.97	143.18	0.00	-281.34
FOA	-8.20	1.97	12.50	0.00	-24.56
Zavorra lato valle	-1.53	2.88	9.00	0.00	-25.92
<b>TOTALE</b>			<b>384</b>	<b>0</b>	<b>-332</b>

### (C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra a tergo	-4.75	-0.92	680	0	623

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

				$H_{SPINTA}$ [m]		
Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.43	-2.73	0.00	0	287	-784
M2	0.51	-2.73	0.00	0	344	-940

### (C4): Sovraccarico accidentale

				$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
Componente verticale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-0.92	99	0	90	

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-4.10	0.00	0	70	-287
Sovr. accidentale (4b) M2	-4.10	0.00	0	84	-344

### (C8a): Vento da fonte del rumore verso ricettore

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Vento X- (da fonte rumore)	-8.20	0.00	0	14	-177

### (C8b): Vento (Pressione dinamica veicolare)

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Vento X- (da fonte rumore)	-8.20	0.00	0	10	-123

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

$k_h$	0.296
$k_v$	0.148

#### Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.65	0.00	-32.52	65.05	-42.28
Paramento	-4.75	1.97	-21.19	42.39	-159.70
FOA	-8.20	1.97	-1.85	3.70	-26.71
Zavorra a tergo	-4.75	-0.92	-100.71	201.43	-1048.94
Zavorra lato valle	-1.53	2.88	-1.33	2.66	-0.23
<b>TOTALE</b>			<b>-158</b>	<b>315</b>	<b>-1278</b>

#### 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.	-0.65	0.00	32.52	65.05	-42.28
Paramento c.a.	-4.75	1.97	21.19	42.39	-243.00
FOA	-8.20	1.97	1.85	3.70	-33.98
Zavorra a tergo	-4.75	-0.92	100.71	201.43	-864.63
Zavorra lato valle	-1.53	2.88	1.33	2.66	-7.90
<b>TOTALE</b>			<b>158</b>	<b>315</b>	<b>-1192</b>

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

#### Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_b$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.52	182.21	300.14	118	-4.10	-483
M2	0.34	0.64	230.93	367.61	137	-4.10	-560

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

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_b$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.44	182.21	340.61	158	-4.10	-649
M2	0.34	0.54	230.93	416.70	186	-4.10	-762

Figura 6-18. Muri d'ala carreggiata nord – Analisi dei carichi agenti all'intradosso della fondazione



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
C8a	Vento (da fonte rumore verso ricettore)	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
C8b	Vento (pressione dinamica veicolare)	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	\	\	\	\

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a			C4b		
Sottostruttura	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]
Totale	384	0	-332	680	0	623	0	287	-784	99	0	90	0	70	-287

RISULTANTI	C8a			C8b			CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
Sottostruttura	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]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Totale	0	14	-177	0	10	-123	-158	315	-1278	158	315	-1192	0	118	-483	0	158	-649

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
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
C2	1.35	1.00	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
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
C4a	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.75	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
C8a	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	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
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
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
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

Azioni di calcolo

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
N <sub>Ed</sub>	1570	1199	1570	1199	1198	1065	1198	1065	1222	907	1163	1065	1163	1163	1139	1065	[kN/m]
V <sub>Ed</sub>	494	494	490	490	494	494	490	490	774	734	365	365	362	362	339	339	[kN/m]
M <sub>Ed</sub>	-1090	-1430	-1042	-1381	-1192	-1314	-1144	-1265	-2392	-2312	-796	-886	-763	-763	-640	-708	[kNm/m]

Figura 6-19. Muri d'ala carreggiata nord – Combinazioni ed azioni di calcolo all'intradosso della fondazione

### 6.3 MURI D'ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA SUD (NUOVA REALIZZAZIONE)

Il muro d'ala lato Rimini, a parità di spessore delle membrature e di larghezza della zattera di fondazione, presenta altezza massima del paramento di elevazione (6.14 m) maggiore rispetto al muro d'ala lato Bologna (5.82 m): nel seguito si procede pertanto alla verifica del muro d'ala lato Rimini.

In favore di sicurezza nell'analisi si considera una altezza dell'elevazione di 6.15 m, valore leggermente superiore a quella massima effettiva (6.14 m).

#### 6.3.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per il muro d'ala in carreggiata sud dell'allargamento 2.

MURO D'ALA ANALIZZATO				
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		INDIRETTA
DIREZIONE	RIMINI			
<b>Geometrie delle sottostrutture in ampliamento</b>				
L1		8.10	[m]	Larghezza zattera
L2		8.10	[m]	Larghezza paramento
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera
B		4.50	[m]	Lunghezza zattera
b1		3.18	[m]	Lunghezza media retrozattera
b2		0.82	[m]	Spessore medio paramento
b3		0.50	[m]	Lunghezza avanzzattera
H <sub>TOT</sub>		7.35	[m]	Altezza totale
H1		1.20	[m]	Spessore zattera
H2		6.15	[m]	Altezza paramento
H <sub>zav_M</sub>		6.15	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)
H <sub>zav_V</sub>		0.45	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)
<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
V <sub>cls</sub>		25	[kN/m <sup>3</sup> ]	
V <sub>steel</sub>		78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	
V <sub>pav</sub>		22	[kN/m <sup>3</sup> ]	
q		20	[kN/m <sup>2</sup> ]	sovraccarico accidentale
<b>Parametri geotecnici del terreno di rilevato</b>				
V <sub>terreno</sub>		20	[kN/m <sup>3</sup> ]	
φ' (M1)		35	[°]	
φ' (M2)		29.26	[°]	
<b>Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)</b>				
V <sub>terreno</sub>		20	[kN/m <sup>3</sup> ]	
φ		38	[°]	
c'		0	[kPa]	

Figura 6-20. Muri d'ala carreggiata sud - Dimensioni geometriche

#### 6.3.2 Caratterizzazione azione sismica

Vale la caratterizzazione sismica già utilizzata per l'analisi delle spalle (vedere cap. 5.3.1).

### 6.3.3 Analisi dei carichi

Si considerano le seguenti condizioni di carico elementare:

- (C1): Peso proprio valutato con riferimento ad un peso proprio del cls pari a 25 kN/m<sup>3</sup> + peso delle barriere antirumore (FOA tipo 2, H = 5.00 m, montante corrente con interasse 3.00 m) pari a 6.6 kN/m applicato a testa elevazione;
- (C2): Zavorra (terreno di riempimento) valutato con riferimento ad un peso del terreno pari a 20 kN/m<sup>3</sup> ed un'altezza di riempimento di 6.15 m lato monte e 0.45 m lato valle;
- (C3): Spinta delle terre a riposo valutata con riferimento ad un peso del terreno pari a 20 kN/m<sup>3</sup> ed un angolo di attrito  $\Phi' = 35^\circ$  in condizioni di spinta a riposo ( $K_0 = 0.43$ );
- (C4a): Sovraccarico accidentale  $Q = 20$  kN/m<sup>2</sup>, componente verticale agente su zattera di fondazione lato monte;
- (C4b): Sovraccarico accidentale  $Q = 20$  kN/m<sup>2</sup>, componente orizzontale agente su elevazione e valutata con riferimento ad un angolo di attrito del terreno  $\Phi' = 35^\circ$  in condizioni di spinta a riposo ( $K_0 = 0.43$ );
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (da fonte rumore verso ricettore), forza orizzontale  $F = 7.3$  kN/m e momento flettente  $M = 18.6$  kNm/m, applicati a testa elevazione;
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (pressione dinamica veicolare), forza orizzontale  $F = 5.5$  kN/m e momento flettente  $M = 14.0$  kNm/m, applicati a testa elevazione;
- (CS1 -kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (FOA e zavorra) in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $k_h = 0.296$ ,  $k_v = -0.148$ );
- (CS1 +kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (FOA e zavorra) in presenza di sisma diretto verso il basso ( $k_h = 0.296$ ,  $k_v = 0.148$ );
- (CS2 -kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $K_{a, sis} = 0.52$ );
- (CS2 +kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso il basso ( $K_{a, sis} = 0.44$ ).

### 6.3.4 Combinazioni di calcolo

Per l'analisi del paramento e della zattera di fondazione si considerano le seguenti combinazioni delle condizioni di carico elementare:

COMB	Descrizione	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA	
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	Spinta delle terre - riposo	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C4a	Carichi variabili da traffico - componente verticale su zattera	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00
C4b	Carichi variabili da traffico - componente orizzontale su paramento	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20
C8a	Vento su FOA (da fonte rumore verso ricettore)	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	Vento su FOA (pressione dinamica veicolare)	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)									0.00	1.00
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)									1.00	0.00
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)									0.00	1.00
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)									1.00	0.00

COMB	Descrizione	SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
		1	2	3	4	1	2
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	Spinta delle terre - riposo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	Carichi variabili da traffico - componente verticale su zattera	1.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.00
C4b	Carichi variabili da traffico - componente orizzontale su paramento	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C8a	Vento su FOA (da fonte rumore verso ricettore)	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	Vento su FOA (pressione dinamica veicolare)	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)						
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)						
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)						
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)						

Figura 6-21. Muri d'ala carreggiata sud - Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica paramento e zattera

### 6.3.5 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto tramite un semplice modello FEM 2D del muro d'ala realizzato tramite l'utilizzo di elementi BEAM aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Elevazione (da testa elevazione a -3.15m): spessore 70 cm;
- Elevazione (da -3.15 a -4.65 m da testa elevazione): spessore 83.5 cm (valore medio tra 70 e 97 cm);
- Elevazione (da -4.65 a -6.15m da testa elevazione): spessore 110.5 cm (valore medio tra 97 e 124 cm);
- Elevazione (in spessore zattera di fondazione): spessore 124 cm;
- Zattera di fondazione: spessore 120 cm.

L'interazione tra i micropali di fondazione e la struttura viene simulata con molle verticali ed orizzontali di opportuna rigidità. Con riferimento a quanto anticipato nel precedente cap. 5.2 e tenendo conto che i micropali sono disposti a passo 0.80 m, le rigidità delle molle sono state calcolate come:

- rigidità molle in direzione verticale  $K_{vert} = 230000 \text{ kN/m} \times (1.0 / 0.8) \cong 287500 \text{ kN/m}$
- rigidità molle in direzione orizzontale  $K_{orizz} = 9000 \text{ kN/m} \times (1.0 / 0.8) \cong 11250 \text{ kN/m}$

Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini del modello di calcolo e dei carichi applicati.

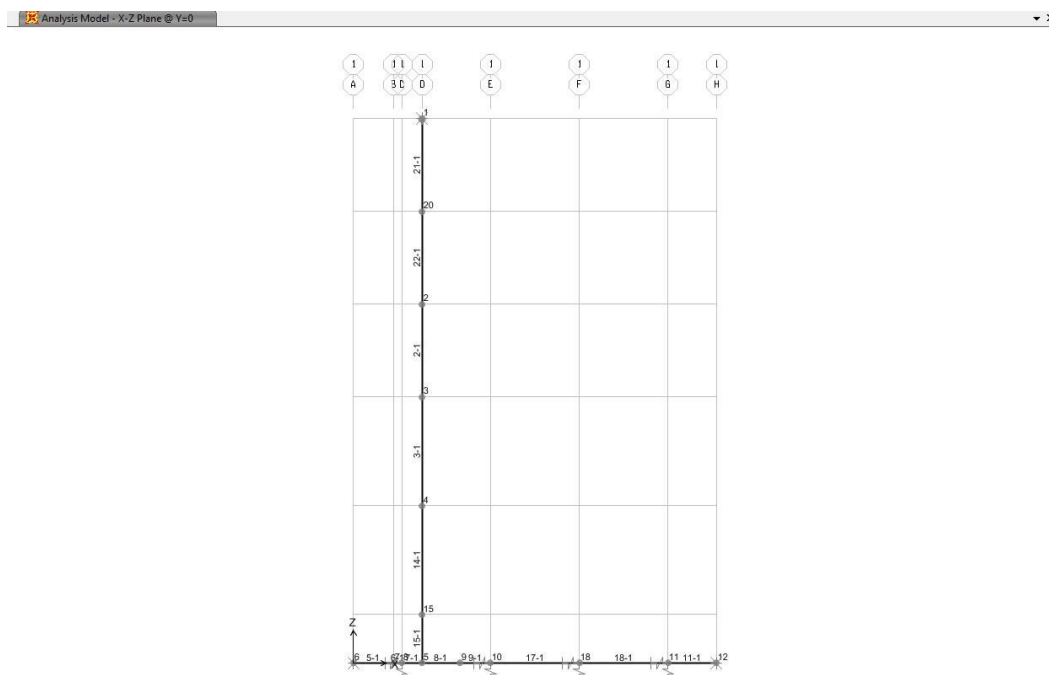


Figura 6-22. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo – Numerazione aste e nodi

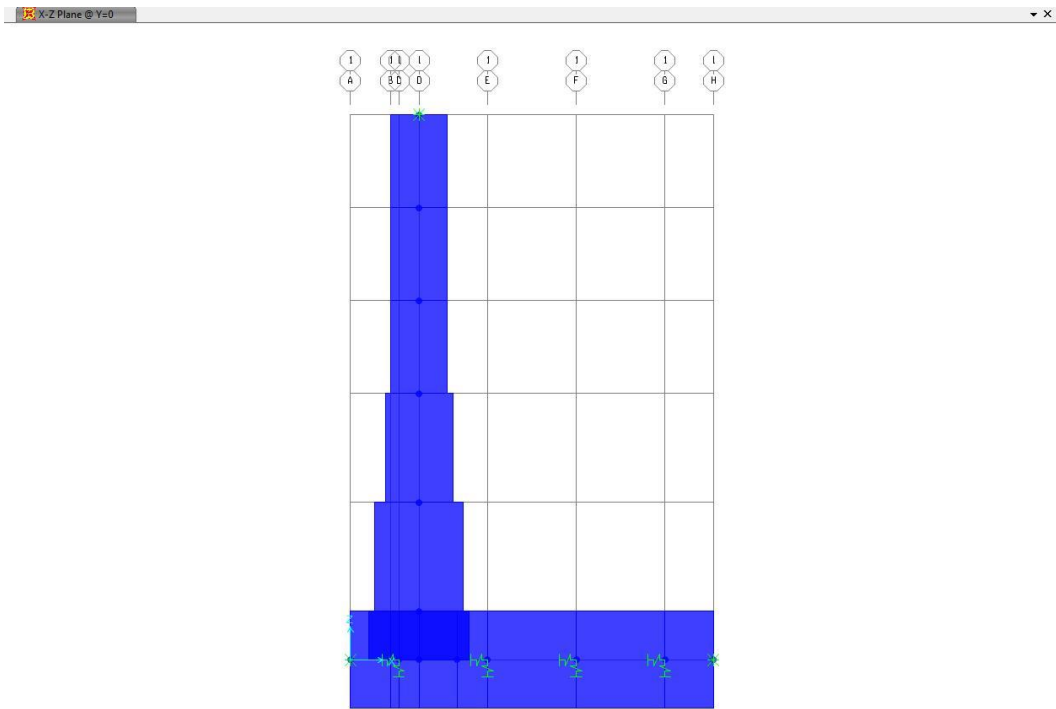


Figura 6-23. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo – Vista solida

Analysis Model - Joint Loads (C1\_DEAD) (GLOBAL CSys)

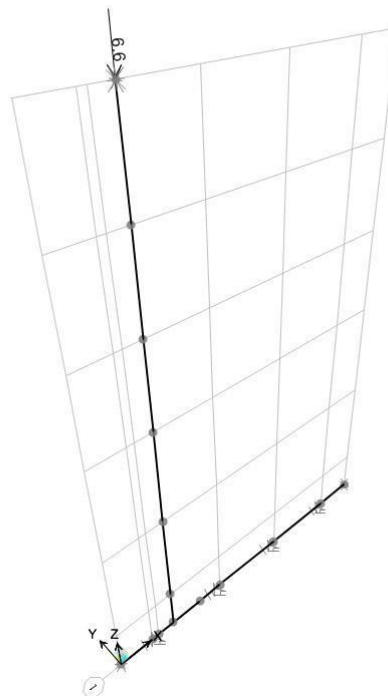


Figura 6-24. Muri d'ala carreggiata sud - Condizione di carico C1 (solo carichi nodali)



Analysis Model - Joint Loads (C8a\_VENTO) (GLOBAL CSys)      Analysis Model - Joint Loads (C8b\_VENTO\_VEICOLARE) (GLOBAL CSys)

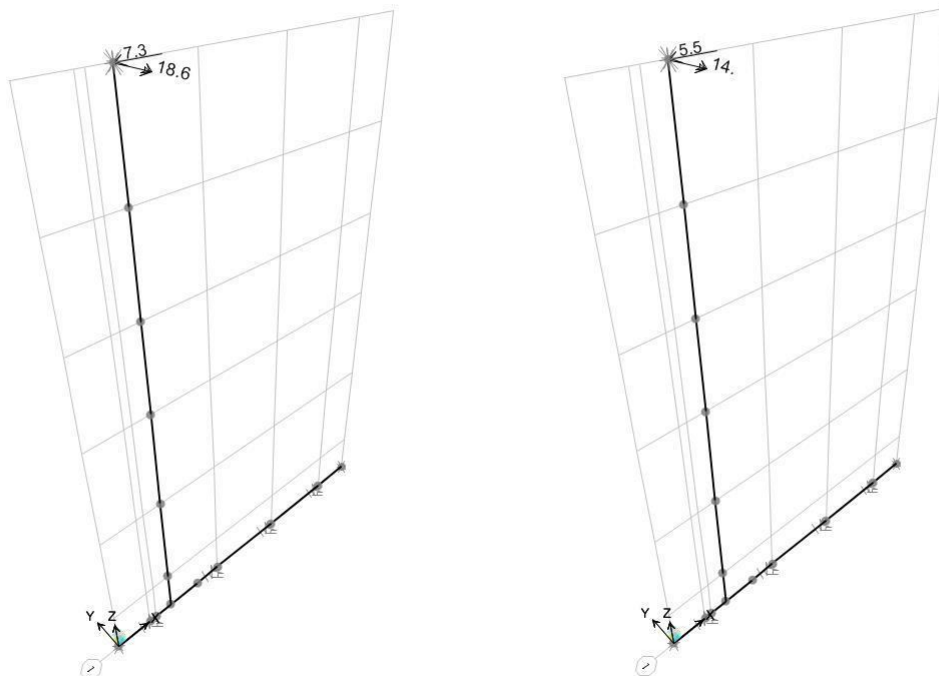


Figura 6-27. Muri d'ala carreggiata sud - Condizione di carico C8a e C8b

Analysis Model - Frame Gravity Multipliers (CS1-kv\_SISMA\_INERZIA\_Z+) (GLOBAL CSys)      Analysis Model - Frame Span Loads (CS1-kv\_SISMA\_INERZIA\_Z+) (GLOBAL CSys)

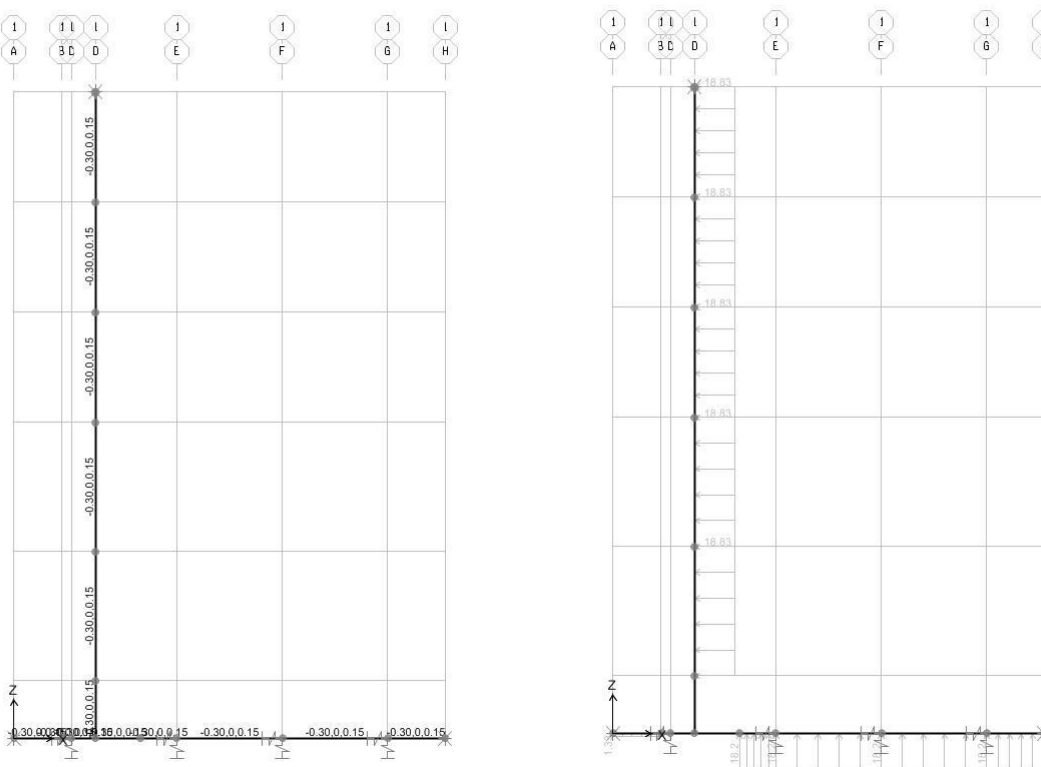
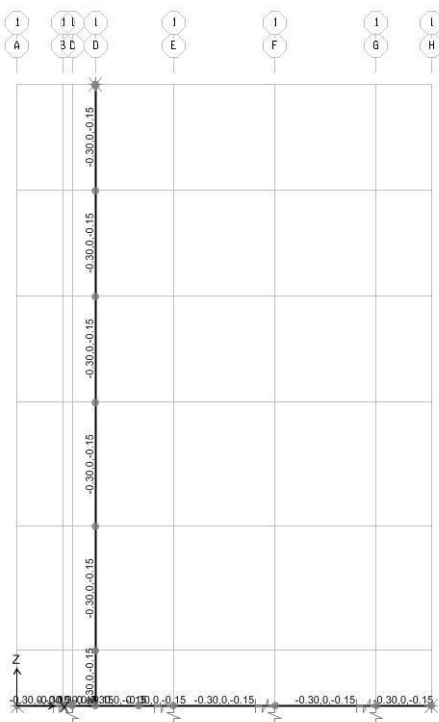


Figura 6-28. Muri d'ala carreggiata sud - Condizione di carico CS1 (-kv)

Analysis Model - Frame Gravity Multipliers (CS1+kv\_SISMA\_INERZIA\_Z-) (GLOBAL CSys)



Analysis Model - Frame Span Loads (CS1+kv\_SISMA\_INERZIA\_Z-) (GLOBAL CSys)

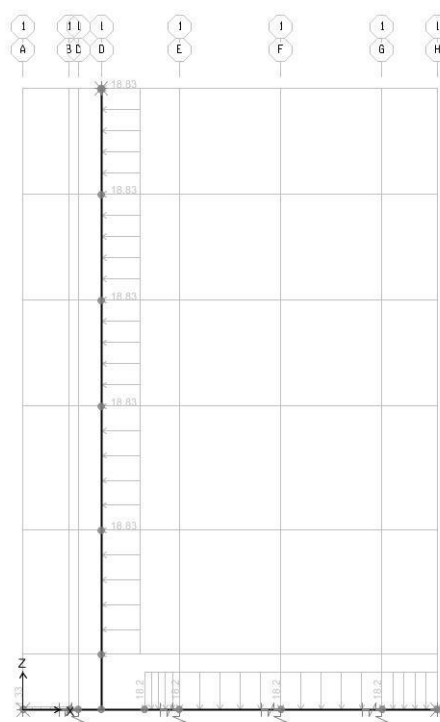
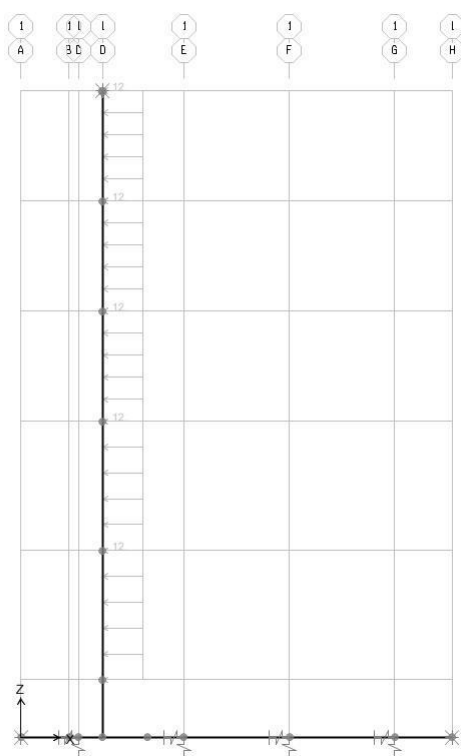


Figura 6-29. Muri d'ala carreggiata sud - Condizione di carico CS1 (+kv)

Analysis Model - Frame Span Loads (CS2-kv\_SISMA\_TERRE\_Z-) (GLOBAL CSys)



Analysis Model - Frame Span Loads (CS2+kv\_SISMA\_TERRE\_Z-) (GLOBAL CSys)

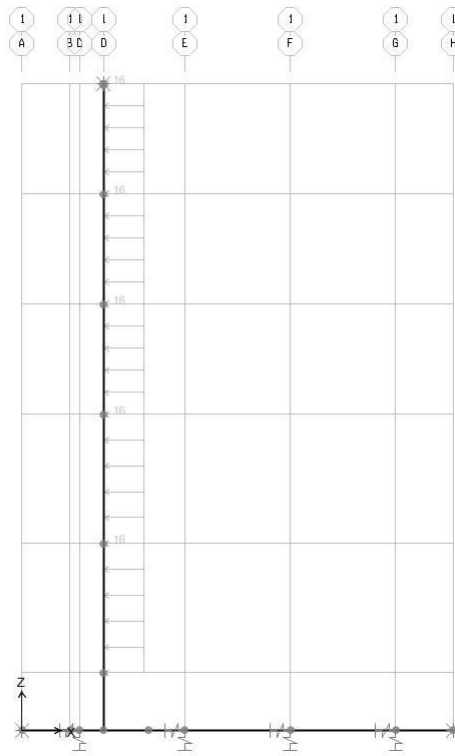


Figura 6-30. Muri d'ala carreggiata sud - Condizioni di carico CS2 (-kv) e CS2 (+kv)



### 6.3.6 Analisi strutturale del paramento

#### 6.3.6.1 Involuppo sollecitazioni allo S.L.U.

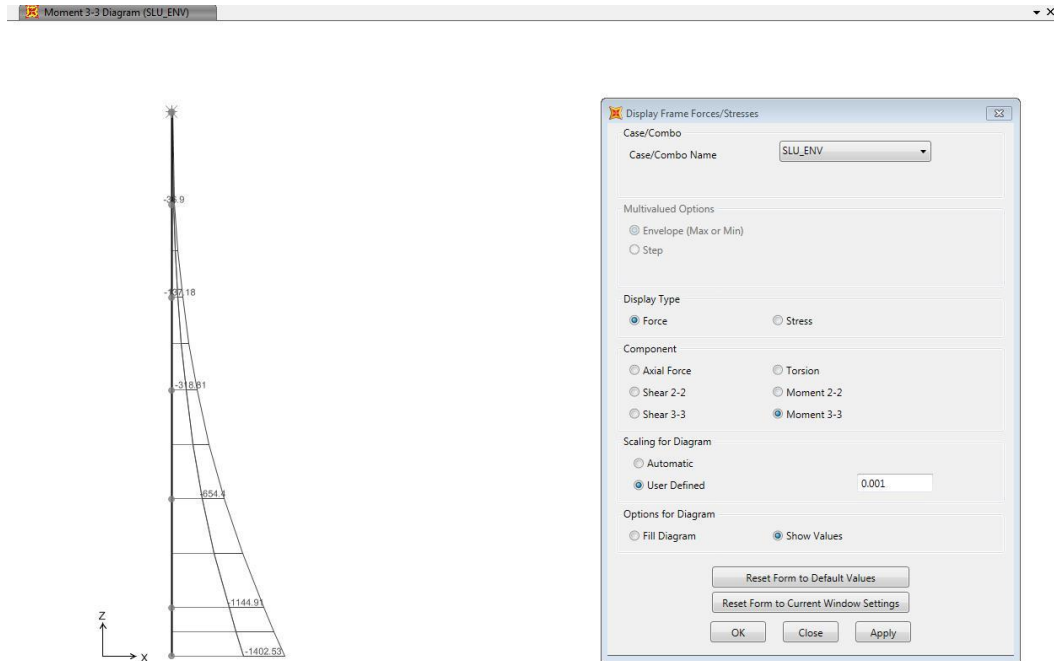


Figura 6-31. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Involuppo SLU – Momento flettente

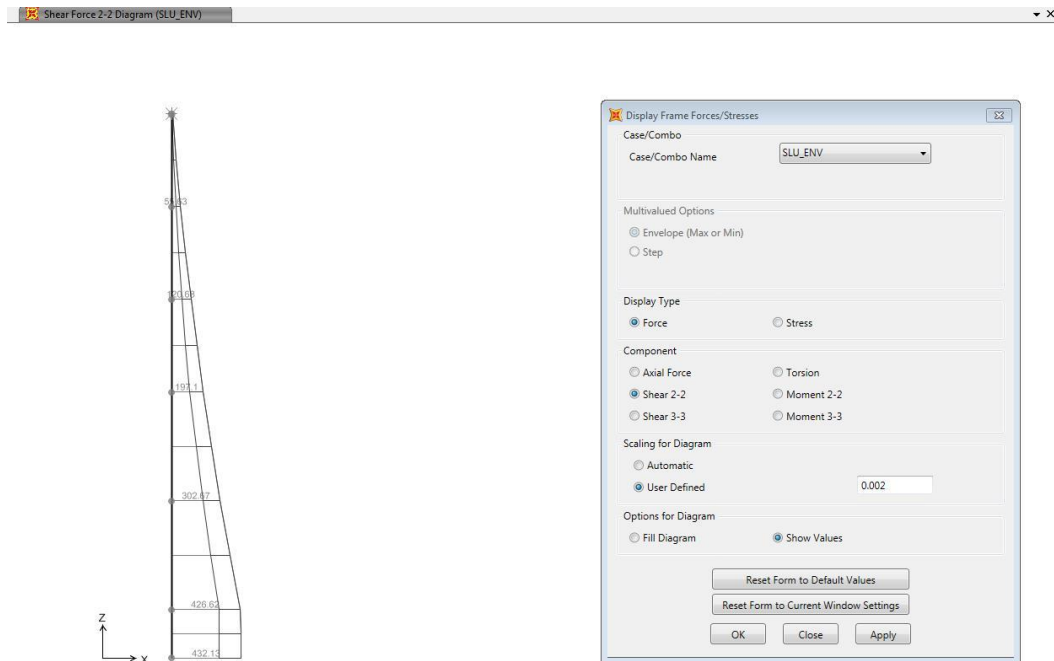


Figura 6-32. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Involuppo SLU – Azione di taglio

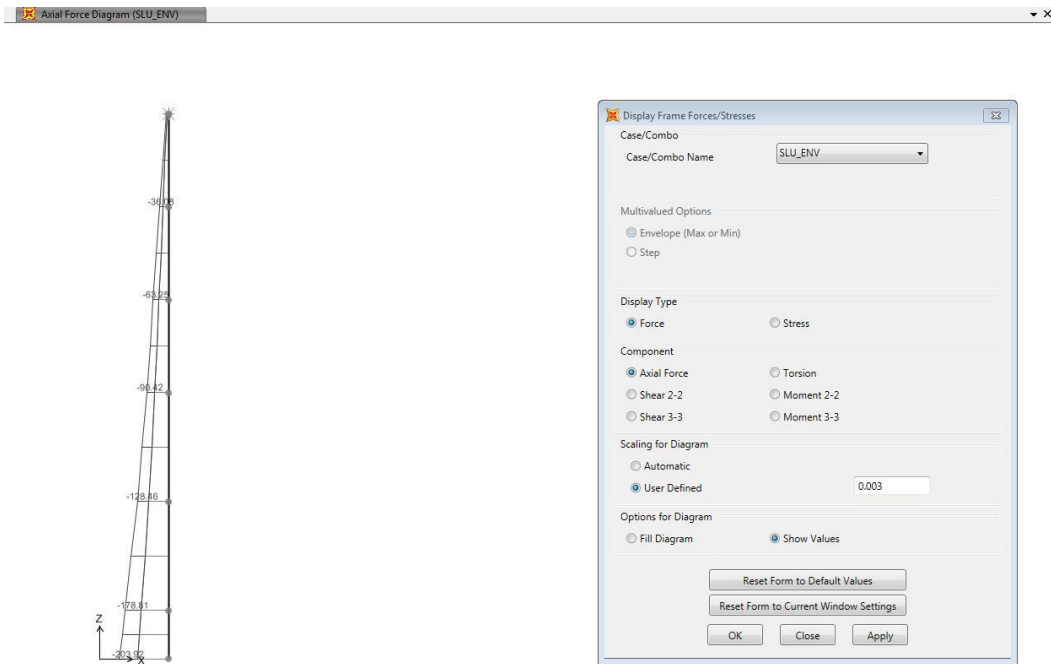


Figura 6-33. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Inviluppo SLU – Azione assiale

6.3.6.2 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato, desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 6-5. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Sollecitazioni di verifica

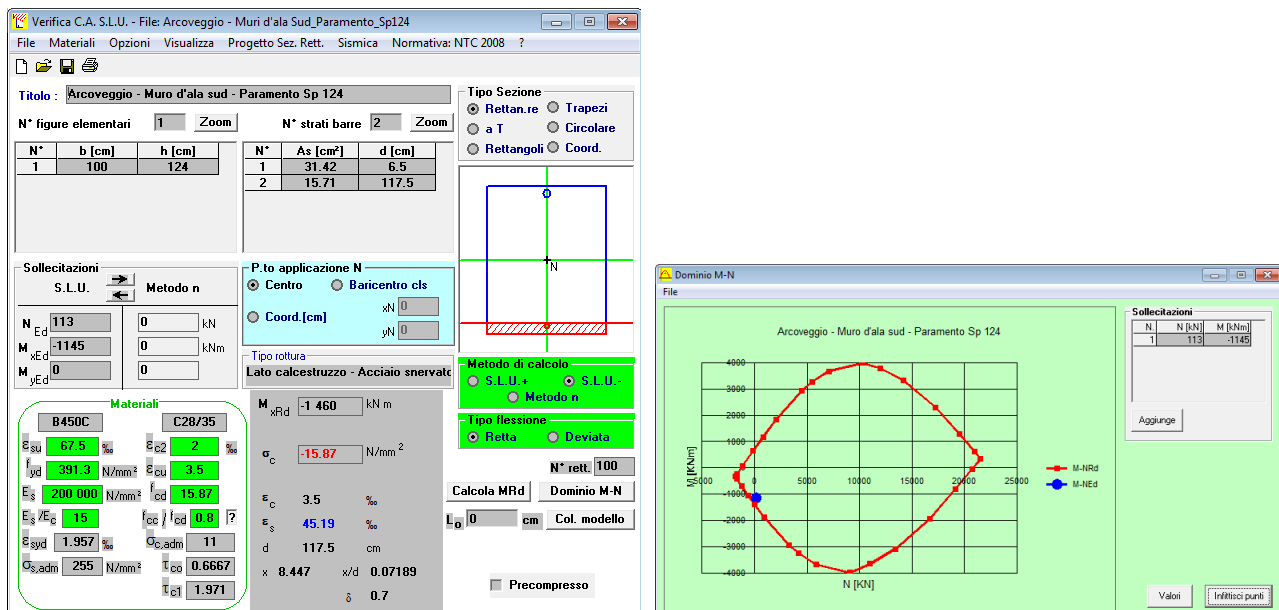
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	-1145	-534	-455
N [kN]	-113 / -179	-132	-132
V [kN]	427	-	-

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 124 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø20/10cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre lato terra)



Risultando  $M_{RD} = 1460 \text{ kNm} > M_{SD} = 1145 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

ARCOVEGGIO - MURI D'ALA SUD - PARAMENTO

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35 N/mm <sup>2</sup>	
fck		28 N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	f <sub>ctm</sub> =	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	γ <sub>c</sub> =	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>cc</sub> =	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= α <sub>cc</sub> x fck / γ <sub>c</sub>
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ <sub>s</sub> =	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub>
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	427 kN	
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	-113 kN	
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	H =	124 cm	= 1240 mm
Copriferro	c =	3.9 cm	
Diametro barre superiori	φ <sub>z</sub> =	20 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ <sub>l</sub> =	20 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Numero di barre superiori	N <sub>z</sub> =	5	
Numero di barre inferiori	N <sub>l</sub> =	10	
altezza utile della sezione	d =	117.5 cm	= 1175 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V<sub>rd1</sub> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

V<sub>rd1</sub> = { [0.18 x k x (100 x ρ<sub>l</sub> x fck)<sup>(1/3)</sup> / γ<sub>c</sub> ] + 0.15 x α<sub>cp</sub> } x (b<sub>w</sub> x d)  
 con V<sub>rd1</sub> >= V<sub>rd1min</sub> = { V<sub>min</sub> + 0.15 x α<sub>cp</sub> } x (b<sub>w</sub> x d)

K = 1 + (200 / d)<sup>0.5</sup> < 2.00      K = 1.41  
 V<sub>min</sub> = 0.035 x K<sup>1.5</sup> x fck<sup>0.5</sup>      V<sub>min</sub> = 0.31 N/mm<sup>2</sup>

ρ<sub>l</sub> = A<sub>s1</sub> / (b<sub>w</sub> x d) ≤ 0.02

A<sub>s1</sub> = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d + l<sub>bn</sub>et oltre la sezione considerata      A<sub>s1</sub> = 31.42 cm<sup>2</sup> = 3141.593 mm<sup>2</sup>  
 ρ<sub>l</sub> = 0.0027

α<sub>cp</sub> = -N<sub>sd</sub> / A<sub>c</sub> ≤ 0.2 fcd      α<sub>cp</sub> = 0.09 N/mm<sup>2</sup>

V <sub>rd1</sub> =	406 kN	
V <sub>rd1min</sub> =	381 kN	
V <sub>rd1</sub> =	406 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: V<sub>rcd</sub>

V<sub>rcd</sub> = [0.9 x d x b<sub>w</sub> x α<sub>c</sub> x fcd x (cotgα + cotgθ)] / [1 + (cotgθ)<sup>2</sup>]

Definizione del coefficiente maggiorativo α <sub>c</sub>	α <sub>cp</sub> < 0.00 => α <sub>c</sub> = 1	membrature non compresse
	0.00 ≤ α <sub>cp</sub> < 3.97 => α <sub>c</sub> = 1.01	
	3.97 ≤ α <sub>cp</sub> ≤ 7.93 => α <sub>c</sub> = 1.25	
	7.93 < α <sub>cp</sub> < 15.87 => α <sub>c</sub> = 2.49	membrature fortemente compresse

Essendo α<sub>cp</sub> = 0.09 N/mm<sup>2</sup> si assume quindi α<sub>c</sub> = 1.01

Resistenza a compressione ridotta fcd = 7.93 N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x fcd  
 Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)  
 α = 1.57 rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi θ = 21.8° (compreso tra 21.8° e 45°)  
 θ = 0.38 rad

V <sub>rcd</sub> =	2921.71 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	------------	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: V<sub>rsd</sub>

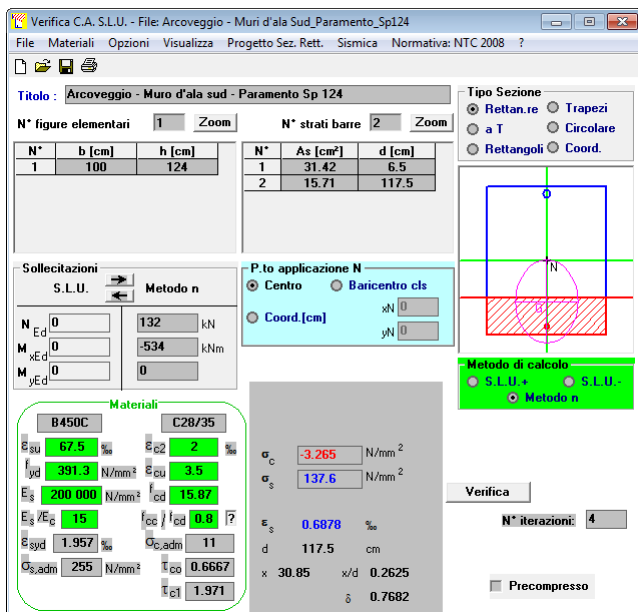
V<sub>rsd</sub> = 0.9 x d x (A<sub>sw</sub> / s) x f<sub>yd</sub> x (cotgα + cotgθ) x sinα

Passo delle staffe	s =	40 cm	400 mm
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Braccia resistenti	n =	2.5	
Area armatura a taglio	A <sub>sw</sub> =	5.03 cm <sup>2</sup>	503 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	ρ <sub>w,min</sub> =	0.0009 mm	= 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / F <sub>yk</sub>
Area minima di armatura a taglio	A <sub>w,min</sub> =	376.28 mm <sup>2</sup>	= ρ <sub>w,min</sub> x s x B <sub>w</sub> x senα (EC2-Par.9.2.2)

V <sub>rsd</sub> =	1300.10 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	------------	----------------------------

Risultando V<sub>RCD</sub> = 2922 kN e V<sub>SCD</sub> = 1300 kN > V<sub>SD</sub> = 427 kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre lato terra)

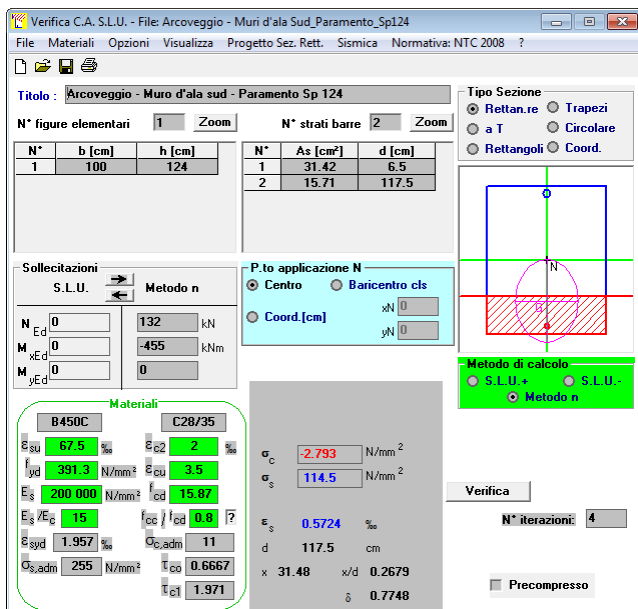


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 3.3 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 138 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre lato terra)



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.8 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 115 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interesse tra le barre pari a  $i = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 115 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo alle NTC2018, la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

- Verifica locale testata muro per azione concentrata montante barriera FOA

Si esegue la verifica locale considerando l'azione concentrata ( $F = 21.8$  kN;  $M = 55.8$  kNm) trasmessa dal montante della barriera FOA tipo 2. La verifica viene condotta a 1 m da testa elevazione trascurando qualsiasi tipo di diffusione del carico concentrato ed una sezione resistente di larghezza  $B = 1.00$  m.

Trattandosi di una verifica locale in adiacenza al montante della barriera fonoassorbente, la verifica allo S.L.U. viene condotta considerando l'azione del vento come azione variabile principale ( $\gamma_Q = 1.50$ ) e l'azione del sovraccarico accidentale come azione variabile concomitante ( $\gamma_Q = 1.35, \psi = 0.75$ ). Risultata:

$$N_{SD} = 37 \text{ kN/m (compressione)}$$

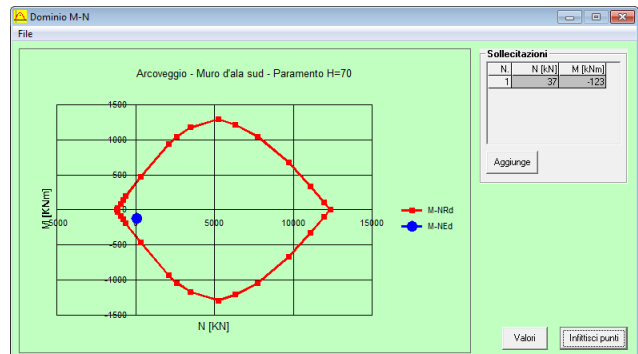
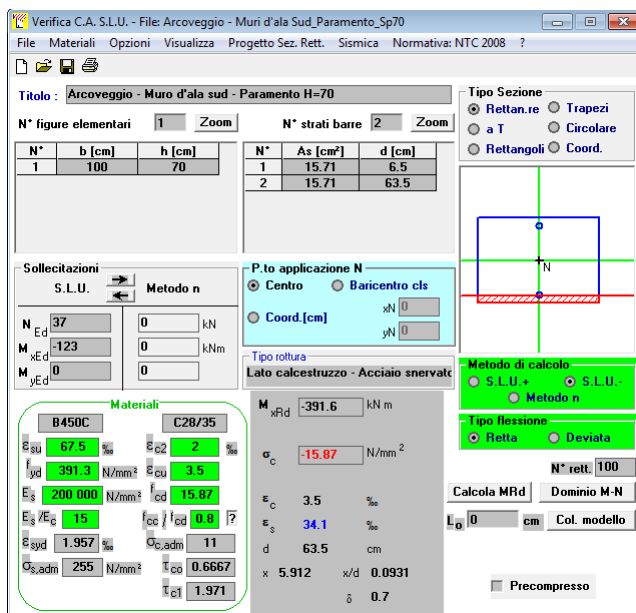
$$M_{SD} = -123 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 48 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 70 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra:  $1\text{Ø}20/20\text{cm}$
- Armatura verticale – lato strada:  $1\text{Ø}20/20\text{cm}$
- Armatura a taglio: spilli  $\text{Ø}16/40 \times 40\text{cm}$

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali a pressoflessione ed a taglio.



Risultando  $M_{RD} = 392 \text{ kNm} > M_{SD} = 123 \text{ kNm}$  la verifica a pressoflessione è quindi soddisfatta.



### 6.3.7 Analisi strutturale del plinto di fondazione

#### 6.3.7.1 Inviluppo sollecitazioni allo S.L.U.

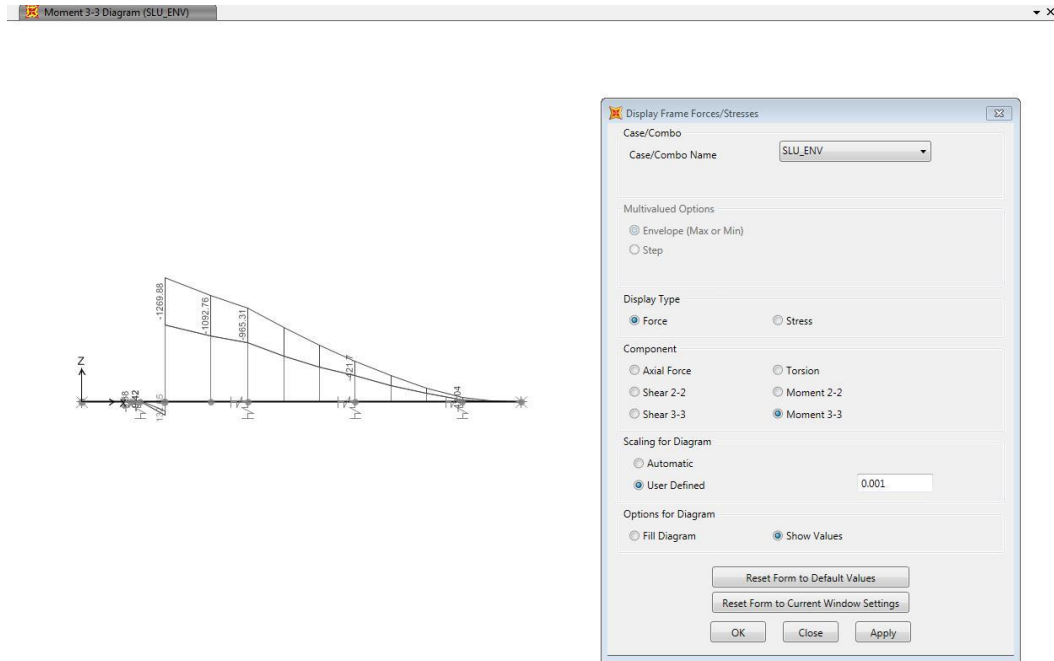


Figura 6-34. Muri d'ala carreggiata sud – Plinto di fondazione – Inviluppo SLU – Momento flettente

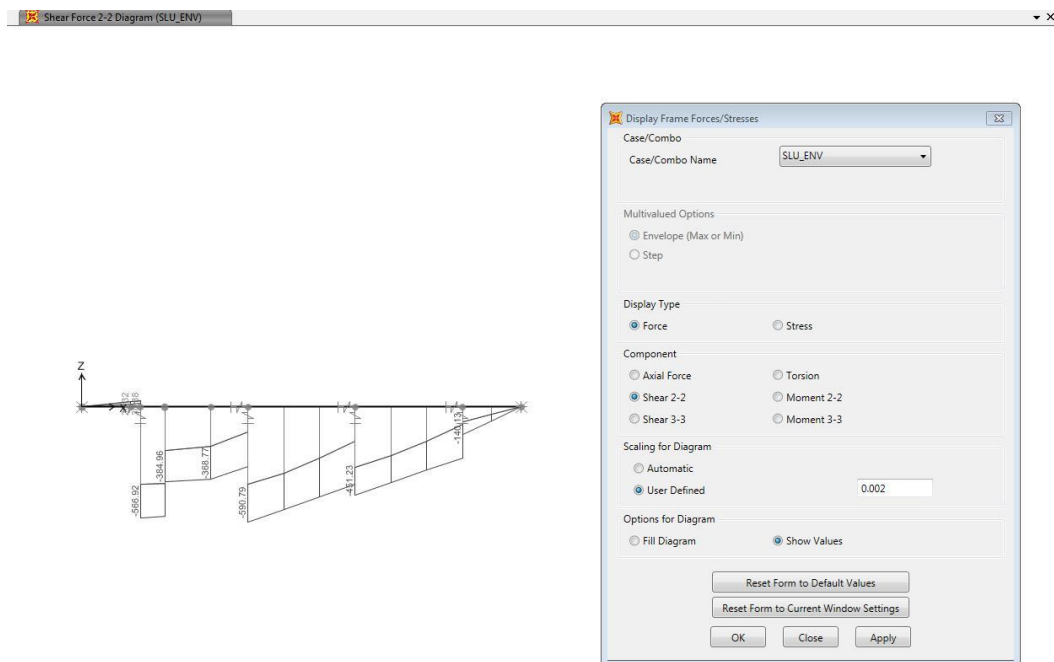


Figura 6-35. Muri d'ala carreggiata sud – Plinto di fondazione – Inviluppo SLU – Azione di taglio



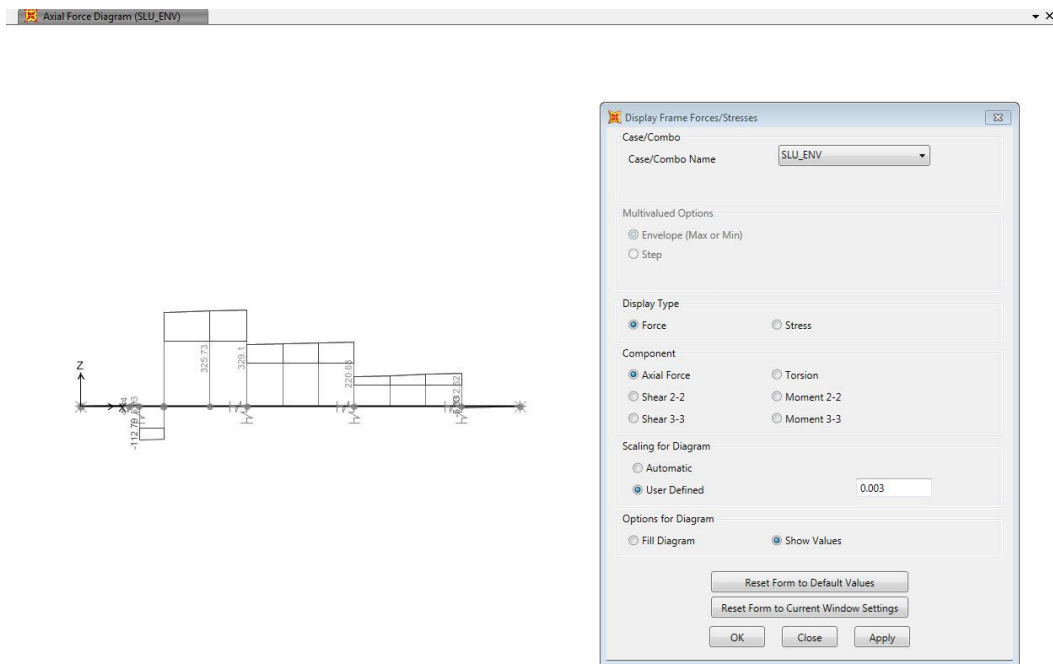


Figura 6-36. Muri d'ala carreggiata sud – Plinto di fondazione – Involuppo SLU – Azione assiale

6.3.7.2 Verifiche strutturali retrozattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato (filo elevazione), desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-6. Muri d'ala carreggiata sud – Retrozattera – Sollecitazioni di verifica

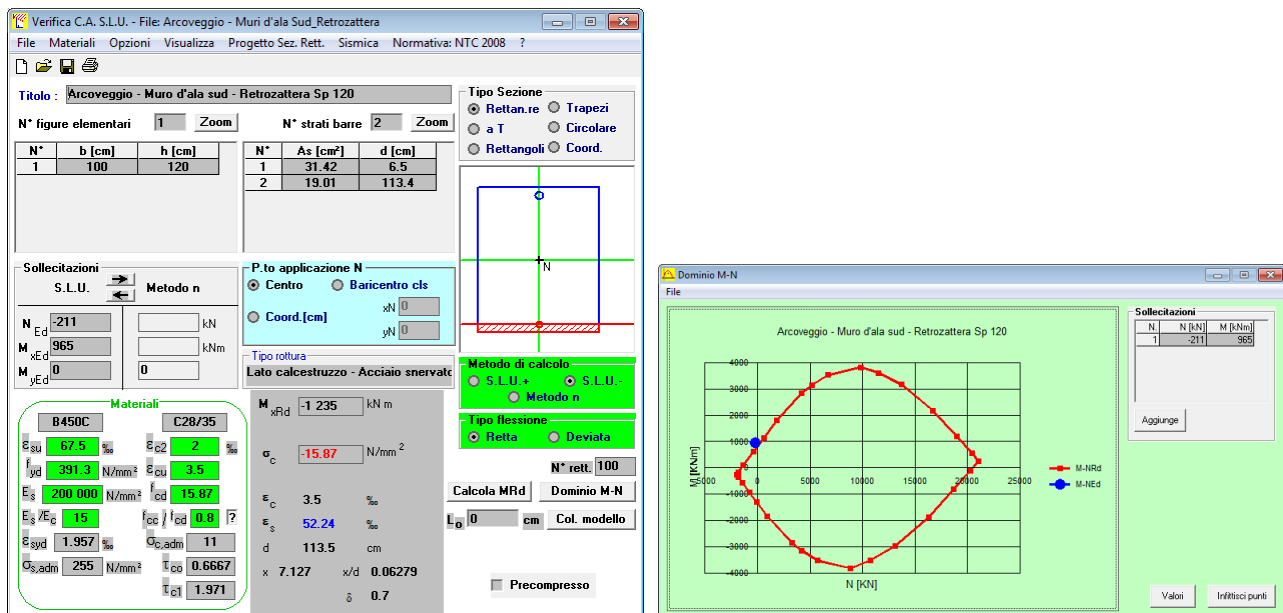
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	-965	-463	-403
N [kN]	211 (trazione)	110 (trazione)	101 (trazione)
V [kN]	591	-	-

Si considerano le seguenti armature (sezione spessore 120 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm).

- Armatura superiore: 1Ø20/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø22/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre superiori)



Risultando  $M_{RD} = 1235 \text{ kNm} > M_{SD} = 965 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

ARCOVEGGIO - MURID'ALA SUD - RETROZATTERA

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35 N/mm <sup>2</sup>	
fck		28 N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	f <sub>ctm</sub> =	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	γ <sub>c</sub> =	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>cc</sub> =	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	f <sub>cd</sub> =	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= α <sub>cc</sub> x fck / γ <sub>c</sub>
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ <sub>s</sub> =	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>yd</sub> / γ <sub>s</sub>
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	591 kN	
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	211 kN	
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	H =	120 cm	= 1200 mm
Copriferro	c =	4.4 cm	
Diametro barre superiori	φ <sub>2</sub> =	22 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ <sub>1</sub> =	20 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	10	
altezza utile della sezione	d =	113 cm	= 1130 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V<sub>rd1</sub> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

V<sub>rd1</sub> = {[0.18 x k x (100 x ρ<sub>1</sub> x fck)<sup>(1/3)</sup> / γ<sub>c</sub>] + 0.15 x α<sub>cp</sub>} x (b<sub>w</sub> x d)  
 con V<sub>rd1</sub> >= V<sub>rd1min</sub> = (V<sub>min</sub> + 0.15 x α<sub>cp</sub>) x (b<sub>w</sub> x d)

K = 1 + (200 / d)<sup>0.5</sup> < 2.00      K = 1.42  
 V<sub>min</sub> = 0.035 x K<sup>1.5</sup> x fck<sup>0.5</sup>      V<sub>min</sub> = 0.31 N/mm<sup>2</sup>

ρ<sub>1</sub> = A<sub>s1</sub> / (b<sub>w</sub> d) ≤ 0.02

A<sub>s1</sub> = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d + l<sub>bn</sub> oltre la sezione considerata      A<sub>s1</sub> = 31.42 cm<sup>2</sup> = 3141.593 mm<sup>2</sup>  
 ρ<sub>1</sub> = 0.0028

α<sub>cp</sub> = -N<sub>sd</sub> / A<sub>c</sub> ≤ 0.2 f<sub>cd</sub>      α<sub>cp</sub> = -0.18 N/mm<sup>2</sup>

V <sub>rd1</sub> =	352 kN	
V <sub>rdmin</sub> =	325 kN	
V <sub>rd1</sub> =	352 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: V<sub>rcd</sub>

V<sub>rcd</sub> = [0.9 x d x b<sub>w</sub> x α<sub>c</sub> x f<sub>cd</sub> x (cotgα + cotgθ)] / [1 + (cotgθ)<sup>2</sup>]

Definizione del coefficiente maggiorativo α<sub>c</sub>

α <sub>cp</sub> < 0.00	=>	α <sub>c</sub> = 1	membrature non compresse
0.00 ≤ α <sub>cp</sub> < 3.97	=>	α <sub>c</sub> = 0.99	
3.97 ≤ α <sub>cp</sub> ≤ 7.93	=>	α <sub>c</sub> = 1.25	
7.93 < α <sub>cp</sub> < 15.87	=>	α <sub>c</sub> = 2.53	membrature fortemente compresse

Essendo α<sub>cp</sub> = -0.18 N/mm<sup>2</sup> si assume quindi α<sub>c</sub> = 1

Resistenza a compressione ridotta f<sub>cd</sub> = 7.93 N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x f<sub>cd</sub>  
 Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)  
 α = 1.57 rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi θ = 21.8° (compreso tra 21.8° e 45°)  
 θ = 0.38 rad

V <sub>rcd</sub> =	2781.99 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	------------	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: V<sub>rsd</sub>

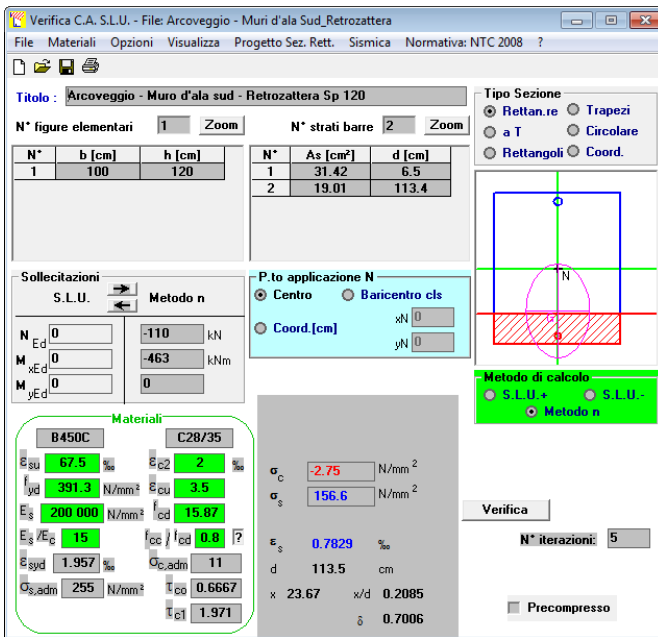
V<sub>rsd</sub> = 0.9 x d x (A<sub>sw</sub> / s) x f<sub>yd</sub> x (cotgα + cotgθ) x sinα

Passo delle staffe s = 40 cm = 400 mm  
 Diametro staffe φ<sub>st</sub> = 16 mm  
 Braccia resistenti n = 2.5  
 Area armatura a taglio A<sub>sw</sub> = 5.03 cm<sup>2</sup> = 503 mm<sup>2</sup>  
 Percentuale minima di armatura ρ<sub>w,min</sub> = 0.0009 mm = 0.08 x (F<sub>ck</sub><sup>0.5</sup>) / F<sub>yk</sub>  
 Area minima di armatura a taglio A<sub>w,min</sub> = 376.28 mm<sup>2</sup> = ρ<sub>w,min</sub> x s x B<sub>w</sub> x senα (EC2-Par.9.2.2)

V <sub>rsd</sub> =	1250.31 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	------------	----------------------------

Risultando V<sub>RCD</sub> = 2782 kN e V<sub>SCD</sub> = 1250 kN > V<sub>SD</sub> = 591 kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre superiori)

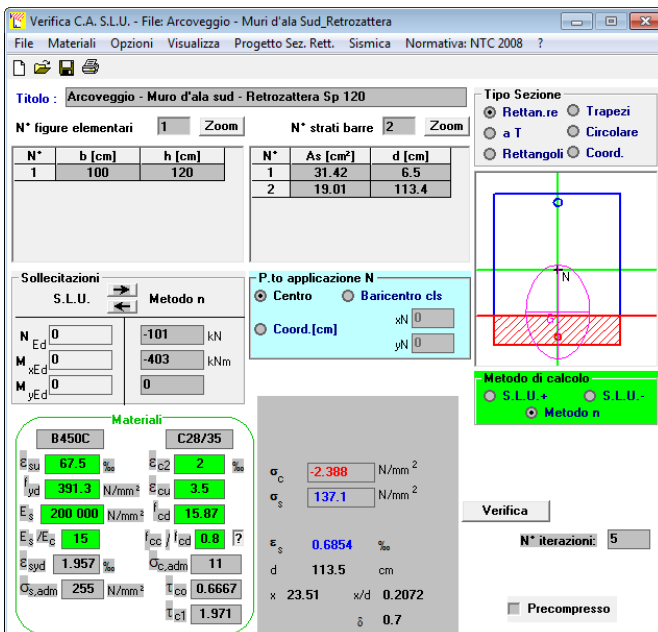


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.8 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 157 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre superiori)



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.4 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 137 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interesse tra le barre pari a  $i = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 137 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo alle NTC2018, la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

### 6.3.7.3 Verifiche strutturali avanzattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato (filo elevazione), desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-7. Muri d'ala carreggiata sud – Avanzattera – Sollecitazioni di verifica

	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	-10	-7	-7
N [kN]	5	0	0
V [kN]	30	-	-

Le sollecitazioni sopra riportate sono estremamente basse: ciò è dovuto al fatto che l'avanzattera è caricata unicamente dal peso proprio e dal peso del ricoprimento dato che il primo micropalo di fondazione è posizionato in corrispondenza dell'impronta dell'elevazione.

Si considerano le seguenti armature (sezione spessore 120 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm):

- Armatura superiore: 1Ø20/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø22/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Dato il bassissimo stato di sollecitazione le verifiche sono automaticamente soddisfatte e se ne omette la presentazione.

Dato infine che, come sopra ricordato, il primo micropalo di fondazione è posizionato in corrispondenza dell'impronta dell'elevazione, si omettono anche le verifiche a punzonamento ed a mensola tozza in quanto non applicabili.

### 6.3.8 Analisi strutturale della sottofondazione (micropali)

L'analisi strutturale della sottofondazione (micropali) è riportata nella relazione di calcolo geotecnica a cui si rimanda per i dettagli. Nel seguito si riportano unicamente l'analisi dei carichi agenti sulla sottostruttura (valutati nel baricentro della zattera di fondazione con riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel precedente cap. 6.2.3), le corrispondenti combinazioni e le sollecitazioni risultanti utilizzate per l'analisi riportata nel citato documento.

**(C1): Pesì propri - strutturali e non**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.60	0.00	135.00	0.00	0.00
Paramento	-4.28	1.34	126.08	0.00	-168.94
FOA	-7.35	1.34	6.60	0.00	-8.85
Zavorra lato valle	-1.43	2.00	4.50	0.00	-9.00
<b>TOTALE</b>			<b>272</b>	<b>0</b>	<b>-187</b>

**(C2): Zavorra stabilizzante**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra a tergo	-4.28	-0.66	391	0	258

**(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	
M2	0.51	-2.45	0.00	0	276	-677	

**(C4): Sovraccarico accidentale**

				$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20		
Componente verticale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]		
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-0.66	64	0	42		

**Componente orizzontale**

	$x_G$ [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
Sovr. accidentale (4b) M2	-3.68	0.00	0	75	-276

**(C8a): Vento da fonte del rumore verso ricettore**

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Vento X- (da fonte rumore)	-7.35	0.00	0	7	-72

**(C8b): Vento (Pressione dinamica veicolare)**

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Vento X- (da fonte rumore)	-7.35	0.00	0	5	-54

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

$k_h$	0.296
$k_v$	0.148

Sisma diretto verso l'alto: -  $k_v$

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.60	0.00	-19.98	39.97	-23.98
Paramento	-4.28	1.34	-18.66	37.33	-134.56
FOA	-7.35	1.34	-0.98	1.96	-13.06
Zavorra a tergo	-4.28	-0.66	-57.90	115.80	-533.28
Zavorra lato valle	-1.43	2.00	-0.67	1.33	-0.57
<b>TOTALE</b>			<b>-98</b>	<b>196</b>	<b>-705</b>

Sisma diretto verso il basso: +  $k_v$

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-0.60	0.00	19.98	39.97	-23.98
Paramento c.a.	-4.28	1.34	18.66	37.33	-184.58
FOA	-7.35	1.34	0.98	1.96	-15.68
Zavorra a tergo	-4.28	-0.66	57.90	115.80	-456.85
Zavorra lato valle	-1.43	2.00	0.67	1.33	-3.23
<b>TOTALE</b>			<b>98</b>	<b>196</b>	<b>-684</b>

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

Sisma diretto verso l'alto: -  $k_v$

Comb.	$k_s$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.52	146.40	241.14	95	-3.68	-348
M2	0.34	0.64	185.54	295.35	110	-3.68	-404

Sisma diretto verso il basso: +  $k_v$

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	0.44	146.40	273.65	127	-3.68	-468
M2	0.34	0.54	185.54	334.79	149	-3.68	-548

Figura 6-37. Muri d'ala carreggiata sud – Analisi dei carichi agenti all'intradosso della fondazione

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
C8a	Vento (da fonte rumore verso ricettore)	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
C8b	Vento (pressione dinamica veicolare)	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	\	\	\	\

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a			C4b		
Sottostruttura	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]
Totale	272	0	-187	391	0	258	0	230	-564	64	0	42	0	63	-230

RISULTANTI	C8a			C8b			CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
Sottostruttura	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]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Totale	0	7	-72	0	5	-54	-98	196	-705	98	196	-684	0	95	-348	0	127	-468

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
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
C2	1.35	1.00	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
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
C4a	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.75	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
C8a	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	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
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
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
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

Azioni di calcolo

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
N <sub>Ed</sub>	981	759	981	759	749	663	749	663	762	565	727	663	727	727	711	663	[kN/m]
V <sub>Ed</sub>	402	402	401	401	402	402	401	401	567	534	297	297	296	296	277	277	[kN/m]
M <sub>Ed</sub>	-985	-1132	-969	-1116	-1010	-1066	-994	-1050	-1691	-1593	-725	-767	-714	-714	-634	-666	[kNm/m]

Figura 6-38. Muri d'ala carreggiata sud – Combinazioni ed azioni di calcolo all'intradosso della fondazione