

## 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

#### TANGENZIALI NORD E SUD

#### OPERE D'ARTE MAGGIORI

#### 90 T - RAMPA INTERCONNESSIONE - 14+263

#### RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SPALLE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO  Ing. Umberto Mele Ord. Ingg. Milano n.18641 RESPONSABILE STRUTTURE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	IL DIRETTORE TECNICO  Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154  PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A1	O08	ST090	00000	R	S T R	0797	-2	SCALA -

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

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

# Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>5</b>
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’OPERA	6
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
1.3	CLASSI DI ESPOSIZIONE	13
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	14
1.4.2	Strutture esistenti	17
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	59
1.5.1	Terreno di rilevato	59
1.5.2	Terreno di fondazione	59
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	61
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	63
1.8	CONVENZIONI GENERALI	64
1.8.1	Unità di misura	64
<b>2</b>	<b>IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI</b>	<b>65</b>
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	65
2.1.1	Modellazione strutturale	65
2.1.2	Fasi di analisi	65
2.1.3	Fasi di costruzione	65
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione	65
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante	66
2.1.6	Sezioni di verifica	67
2.1.7	Metodologia di verifica	68
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE	70
2.2.1	Modellazione strutturale	70
2.2.2	Fasi di analisi	70
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	70
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante	70
2.2.5	Sezioni di verifica	70
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	71
2.3.1	Descrizione generale	71
2.3.2	Sezioni di verifica	71
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche	71
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche	72
2.3.5	Metodologia di verifica	73
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	73
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	74
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	74
<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>77</b>
3.1	PREMESSA	77
3.2	CARICHI AGENTI SU IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	77
3.2.1	Carichi agenti sull’impalcato in fase 1	77
3.2.2	Carichi agenti sull’impalcato in fase 2	77
3.2.3	Carichi agenti sull’impalcato in fase 3	80
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	91
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	91
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali	91
3.3.3	Spinta del terreno	91
3.3.4	Sovraccarico accidentale	91

3.3.5	Urto da veicolo in svio su pile.....	91
3.4	AZIONE SISMICA.....	92
<b>4</b>	<b>ANALISI IMPALCATO .....</b>	<b>93</b>
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE .....	93
4.1.1	Analisi strutturale.....	93
4.1.2	Verifiche .....	96
4.2	IMPALCATO ESISTENTE .....	106
4.2.1	Analisi strutturale.....	106
4.2.2	Verifiche .....	106
<b>5</b>	<b>ANALISI SPALLE .....</b>	<b>118</b>
5.1	DESCRIZIONE GENERALE .....	118
5.2	CRITERI DI MODELLAZIONE .....	119
5.2.1	Strutture di nuova realizzazione .....	119
5.2.2	Strutture esistenti .....	120
5.3	SPALLA LATO RIMINI AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE).....	121
5.3.1	<b>Geometria di verifica</b> .....	121
5.3.2	<b>Analisi dei carichi</b> .....	124
5.3.3	<b>Combinazioni di calcolo</b> .....	129
5.3.4	<b>Modello di calcolo</b> .....	130
5.3.5	<b>Verifiche strutturali spalla</b> .....	132
5.3.6	<b>Analisi strutturale del paraghiaia</b> .....	152
5.3.7	<b>Analisi strutturale della soletta</b> .....	154
5.3.8	Analisi strutturale della mensola di appoggio impalcato .....	155
5.3.9	<b>Analisi strutturale del baggiolo</b> .....	159
5.3.10	Analisi strutturale della sottofondazione (pali).....	160
5.4	SPALLA LATO BOLOGNA AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE) .....	161
5.4.1	Paramento frontale (elevazione spalle).....	162
5.4.2	Paramento laterale (muro d'ala) .....	164
5.4.4	Analisi strutturale del plinto di fondazione .....	173
5.4.5	Analisi strutturale della sottofondazione (micropali).....	181
5.5	SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE) .....	184
5.6	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE).....	186
5.6.1	Geometria di verifica.....	189
5.6.2	Analisi dei carichi .....	192
5.6.3	Combinazioni di calcolo.....	195
5.6.4	Modello di calcolo .....	197
5.6.5	<b>Analisi strutturale del paraghiaia</b> .....	206
5.6.6	Verifica tiranti .....	209
5.6.7	Analisi strutturale della sottofondazione.....	212

## Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA .....	5
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (2) .....	5
FIGURA 1-3. PLANIMETRIA .....	8
FIGURA 1-4. SEZIONE A-A .....	9
FIGURA 1-5. SEZIONE B-B.....	10
FIGURA 1-6. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO SUD .....	11
FIGURA 1-7. SEZIONE LONGITUDINALE .....	11
FIGURA 1-8. PIANTA IMPALCATO .....	11
FIGURA 1-9. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1 .....	13
FIGURA 1-10 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	18
FIGURA 1-11 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4.....	19
FIGURA 1-12 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4.....	20
FIGURA 1-13 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4.....	21
FIGURA 1-14 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4.....	22
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO .....	24
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO .....	25
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE .....	26
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO) .....	27
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	29
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE	30
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE .....	30
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DUROMETRICHE TRAVI METALLICHE .....	31
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI.....	41
FIGURA 1-24 – LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL'INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E VALORI DEI FATTORI DI CONFIDENZA, PER EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO (TAB. C8.5.IV DELLA CIRCOLARE ALLE NTC2018) ..	42
TABELLA 1-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	59
TABELLA 1-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA .....	59
TABELLA 1-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) .....	59
TABELLA 1-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A') .....	60
TABELLA 1-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'') .....	60
FIGURA 1-25. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV .....	62
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E DELLE ALIQUOTE $B_{EI}$ (FIG. 4.3.1 DELLE NTC2018) .....	66
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E LUCI EQUIVALENTI $L_e$ PER LE TRAVI CONTINUE (FIG. 4.3.2 DELLE NTC2018) .....	66
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC2018) .....	74
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB. 5.1.V DELLE NTC2018) .....	75
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC2018) .....	75
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI $\psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB. 5.1.VI DELLE NTC2018) .....	76
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018) .....	85
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI $Q_{IK}$ E $q_{IK}$ PER LE DIVERSE CORSIE (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018) .....	85
- FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO IMPALCATO DI PROGETTO .....	85
- FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO TAGLIO IMPALCATO DI PROGETTO .....	86
FIGURA 3-5. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB. 5.1.IV DELLE NTC2018) .....	87
FIGURA 3-6. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018) .....	87
FIGURA 3-7. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018) .....	88
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) .....	89
FIGURA 3-9. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018).....	90
FIGURA 3-10. ESEMPIO DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE ( $T=0.456s$ ) .....	90
FIGURA 4-1. MODELLO FEM.....	93

FIGURA 4-2. INVILUPPO MX [TM].....	96
FIGURA 4-3. INVILUPPO TY [T].....	96
FIGURA 4-4. INVILUPPO MX [TM].....	97
FIGURA 4-5. INVILUPPO TY [T].....	97
FIGURA 4-6. INVILUPPO N [T].....	97
FIGURA 4-7. INVILUPPO MX[TM].....	98
FIGURA 4-8. INVILUPPO TY [T].....	98
FIGURA 4-9. INVILUPPO N [T].....	98
FIGURA 11 - MODELLO FEM.....	106
FIGURA 12 - INVILUPPO MX [TM].....	106
FIGURA 13 - INVILUPPO TY [T].....	106
FIGURA 14 MOMENTO RESISTENTE IN CAMPATA.....	111
TABELLA 5-1. SPALLE – CONFIGURAZIONE.....	118
FIGURA 5-19. SPALLA LATO RIMINI – AZIONI DI CALCOLO ALL’INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	160
FIGURA 5-20. SPALLA LATO BOLOGNA – PIANTE E SEZIONI.....	161
FIGURA 5-21. SPALLA LATO BOLOGNA – COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA PARAMENTO LATERALE.....	165
FIGURA 5-22. SPALLA LATO BOLOGNA – ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO LATERALE.....	166
FIGURA 5-23. SPALLA LATO BOLOGNA – COMBINAZIONI ED AZIONI DI CALCOLO SUL PARAMENTO LATERALE.....	167
TABELLA 5-2. SPALLA LATO BOLOGNA – PARAMENTO LATERALE – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	168
FIGURA 5-24. SPALLA LATO BOLOGNA – PLINTO DI FONDAZIONE - SCHEMA DI CALCOLO.....	173
FIGURA 5-25. SPALLA LATO BOLOGNA – PLINTO DI FONDAZIONE – AZIONI TRASMESSE DAI PALI.....	173
FIGURA 5-26. SPALLA LATO BOLOGNA – PLINTO DI FONDAZIONE – SOLLECITAZIONI.....	174
TABELLA 5-3. SPALLA LATO BOLOGNA – AVANZATTA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	175
FIGURA 5-27. SPALLA LATO BOLOGNA – SOTTOONDAZIONI - GEOMETRIA DELLA SEZIONE ANALIZZATA.....	181
FIGURA 5-28. SPALLA LATO BOLOGNA – SOTTOONDAZIONI - ANALISI DEI CARICHI AGENTI ALL’INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	182
FIGURA 5-29. SPALLA LATO BOLOGNA – SOTTOONDAZIONI - COMBINAZIONI ED AZIONI DI CALCOLO ALL’INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	183
FIGURA 5-31 ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI.....	187

# 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 Sottovia Rampa Interconnessione nell’ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L’opera è denominata 90T e ubicata indicativamente alla progressiva km 14+250.

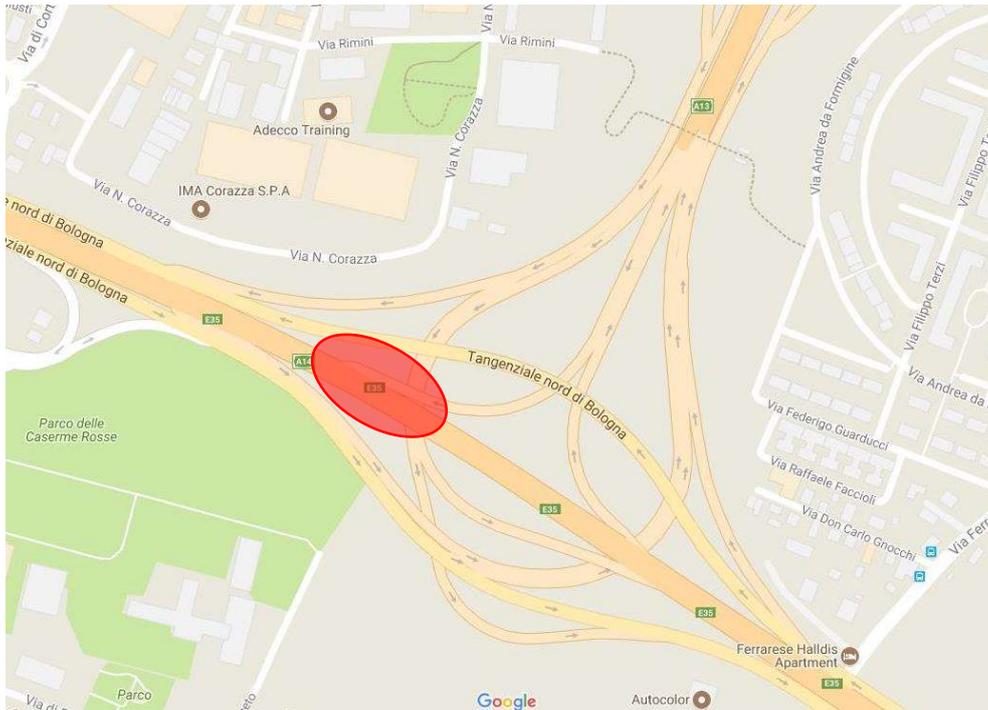


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell’opera



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

## 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  $L=21.81\text{m}$  in asse travi.

L'impalcato esistente, per ogni senso di marcia, è costituito da un impalcato realizzato rispettivamente con n° 4+7 travi in C.A.P. a “doppio T” di altezza 100 cm, semplicemente appoggiate fra spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in C.A. gettato in opera, di spessore minimo pari a 0.20 m, per una lunghezza del ponte pari a circa 25.8m circa, considerando le solette di transizione presenti tra impalcato e paraghiaia delle spalla. I 2 impalcati non sono fra loro collegati. L'impalcato originario presenta, nel suo complesso, una larghezza totale pari a circa 35 m con interasse minimo tra le travi portanti pari a 3.00 m (misure in retto) ed è obliquo di circa 30° 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 nel 2004 oggetto di adeguamento per l'ampliamento di 1.30m circa della carreggiata sud (A14 direzione Rimini – carreggiata in destra) 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 850 mm, ali 600 x 40 mm, anima 770 x 16 mm, solidarizzati alla sovrastante soletta in C.A. mediante pioli tipo “Nelson” di diametro 30 e 22 mm, altezza 200 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 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 piccolo diametro.

Infine sono stati inseriti nella spalla in corrispondenza della sola carreggiata sud 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 prevede i seguenti interventi fondamentali:

- Ampliamento della carreggiata A14 direzione Rimini pari a 2.62 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.

L'ampliamento verrà realizzato con il posizionamento di 1 trave metallica di profilo saldato a doppio T di altezza totale 850 mm, ali 600 x 40 mm, anima 770 x 16 mm, solidarizzata alla sovrastante soletta in C.A. mediante pioli tipo “Nelson” di diametro 22mm, altezza 200 mm con numero e passo variabili a seconda della zona della trave; 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;
- collegando le solette, mediante sovrapposizione di nuove barre di armatura a quelle della soletta esistente, parzialmente demolita.

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.

Al fine di incrementare la rigidezza torsionale alla Bredt della porzione di impalcato in ampliamento si prevedono collegamenti trasversali delle due travi con traversi in acciaio ad interasse variabile  $i=2.6-2.85m$ .

Le sottostrutture del ponte in allargamento presentano il paramento del fusto ed il paraghiaia di spessore rispettivamente 1.40m e 0.30m mentre i muri di risvolto hanno spessore variabile.

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

La spalla in allargamento ed i muri di risvolto sono realizzati su fondazioni costituite da pali di grande diametro (D1000mm) a causa delle caratteristiche meccaniche e dei parametri geotecnici del terreno alquanto scadenti.

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 1-3. Planimetria

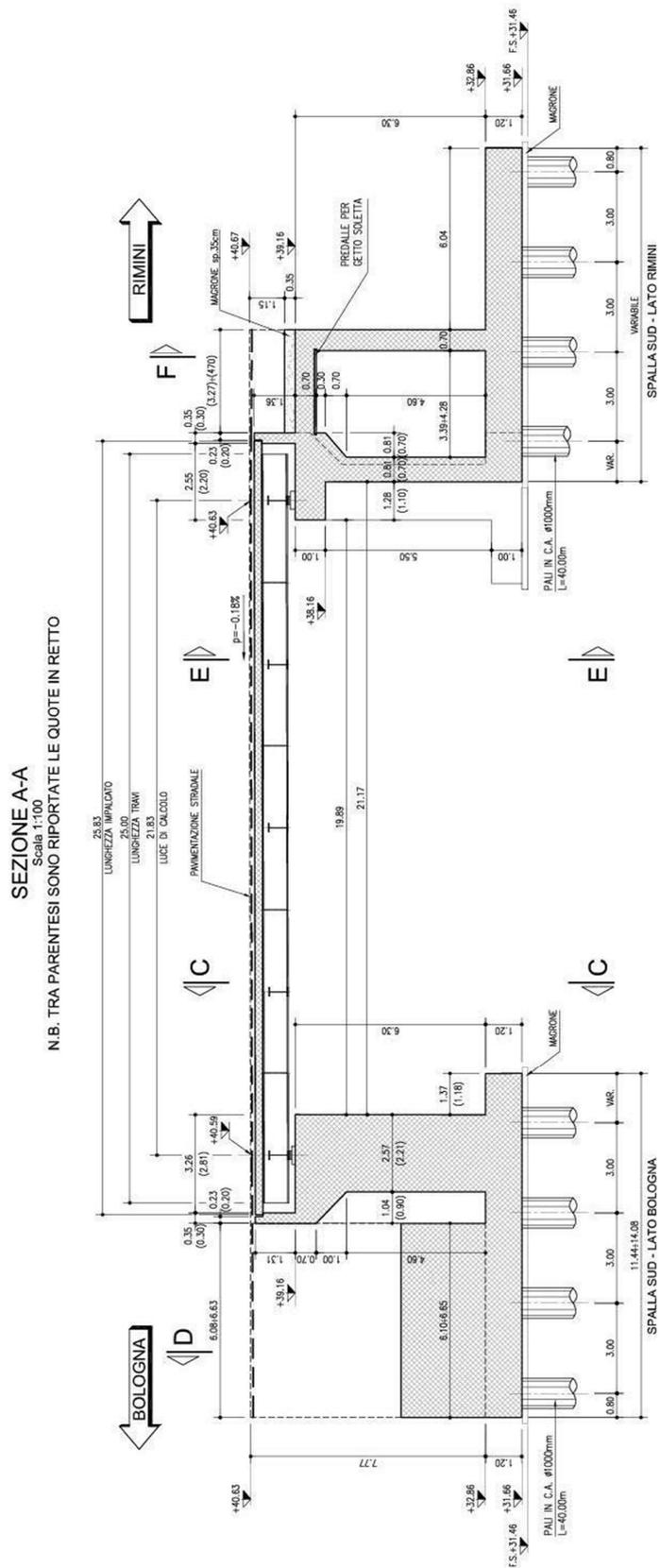


Figura 1-4. Sezione A-A

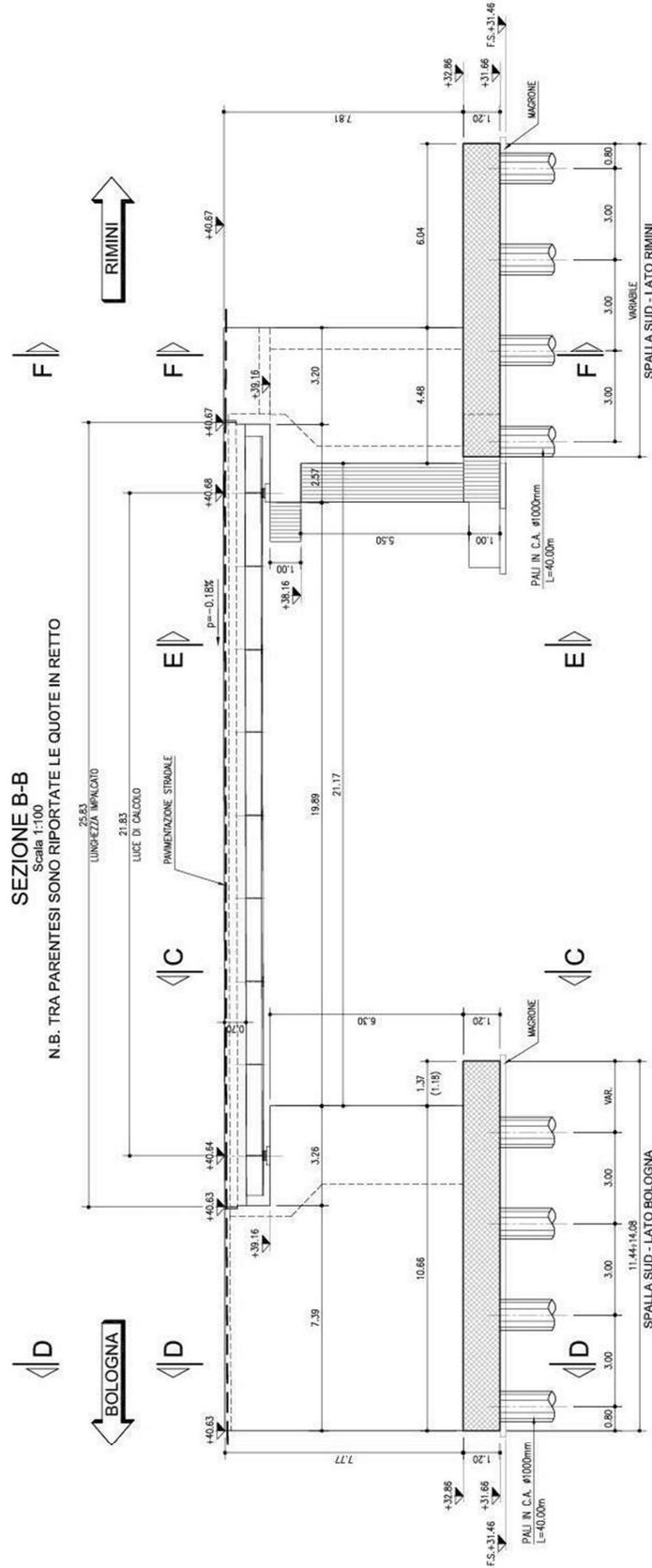


Figura 1-5. Sezione B-B

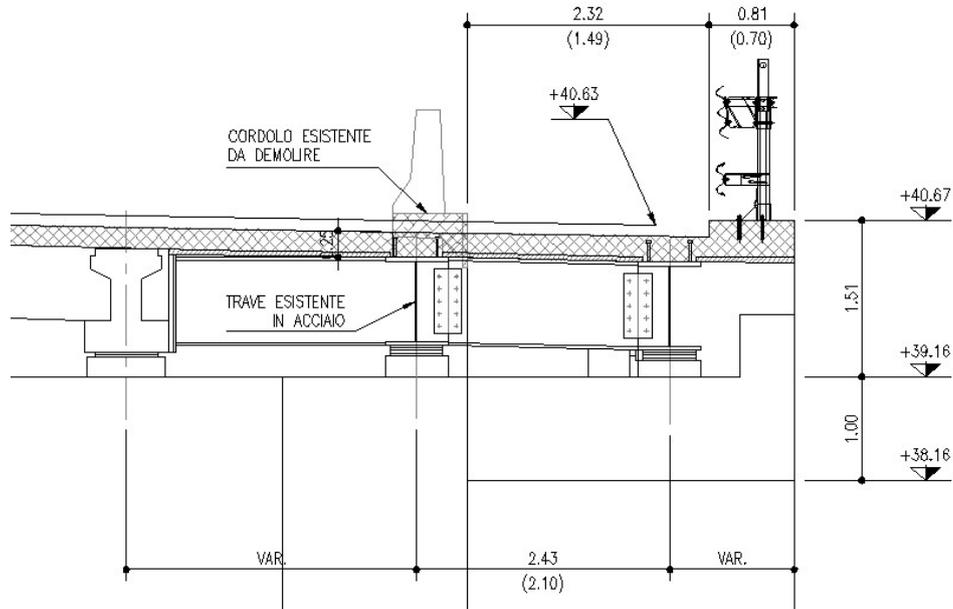


Figura 1-6. Sezione trasversale ampliamento lato Sud

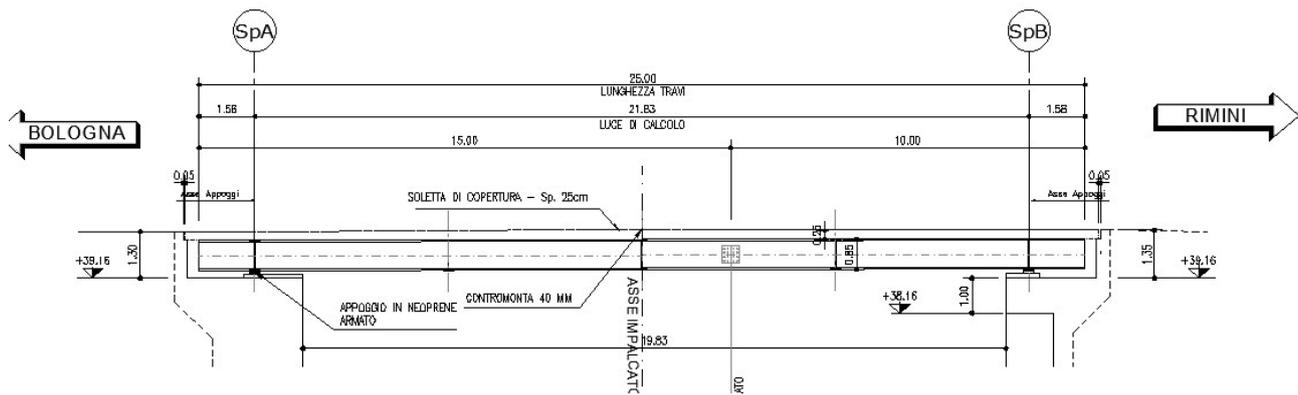


Figura 1-7. Sezione longitudinale

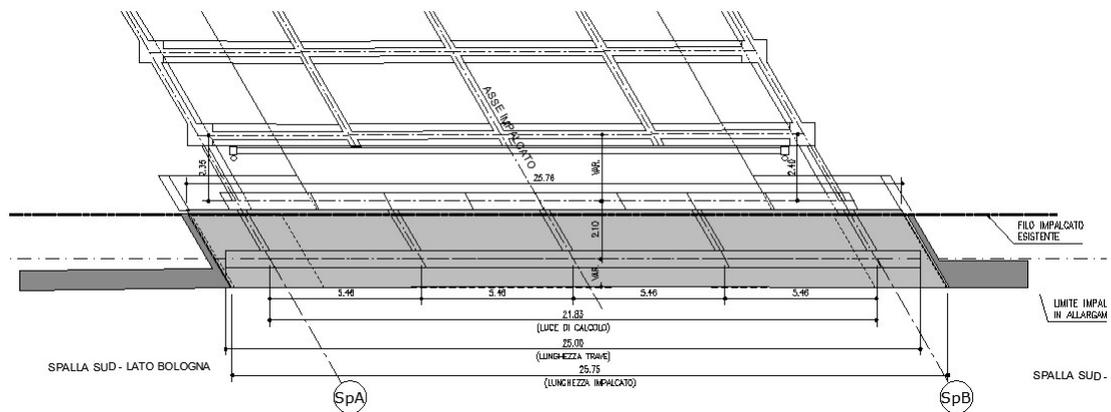


Figura 1-8. Pianta impalcato

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

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

### 1.3 CLASSI DI ESPOSIZIONE

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

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

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno 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 1-9. 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 spalle e 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: C32/40

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

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

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

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

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

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

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

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

Acciaio da precompressione aderente

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

Acciaio da carpenteria metallica: S355

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

### Piolatura

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

$f_{yk} = 350$  MPa

$f_{tk} = 450$  MPa

### Bulloni

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

Vite Classe 8.8

Dadi classe 8

Rondelle C50

## 1.4.2 Strutture esistenti

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

#### Impalcato - Impianto originario

Calcestruzzo confezionato a 400kg/mc

Acciaio tipo Aq50/60

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

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

#### Impalcato – Primo ampliamento

##### Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

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

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

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

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

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 C per profili saldati

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 B per profili commerciali

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

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

#### Sottostrutture – Impianto originario

##### Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento  $R730$

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

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

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

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

#### Sottostrutture – Primo ampliamento

##### Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

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

##### Calcestruzzo per fondazioni e pali

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

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

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

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

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

**Campagna di indagine 2018**

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

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

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-30-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia pk 14+250-90T – Rampa Interconnessione – Relazione Tecnica” redatto dalla citata società “elletipi srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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

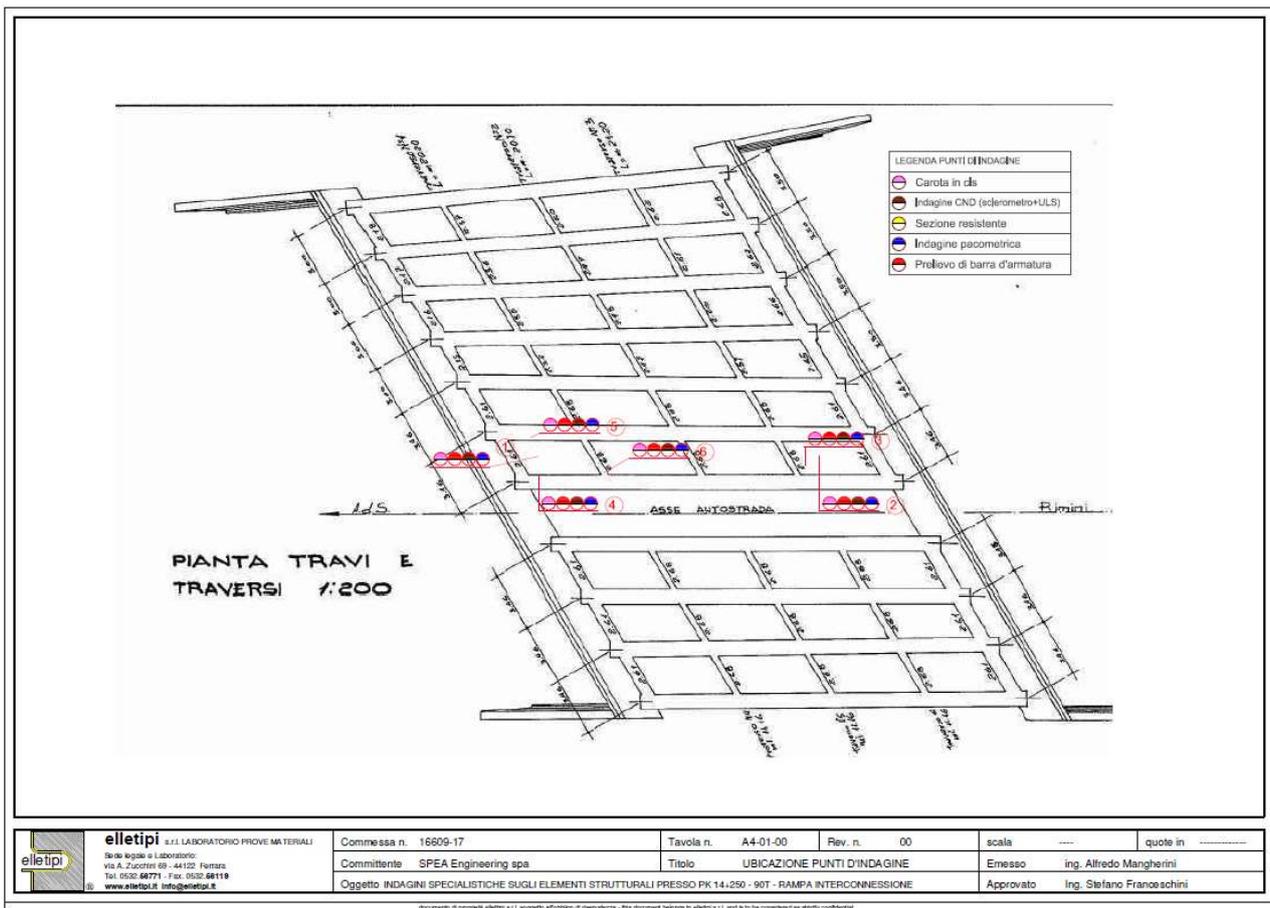


Figura 1-10 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

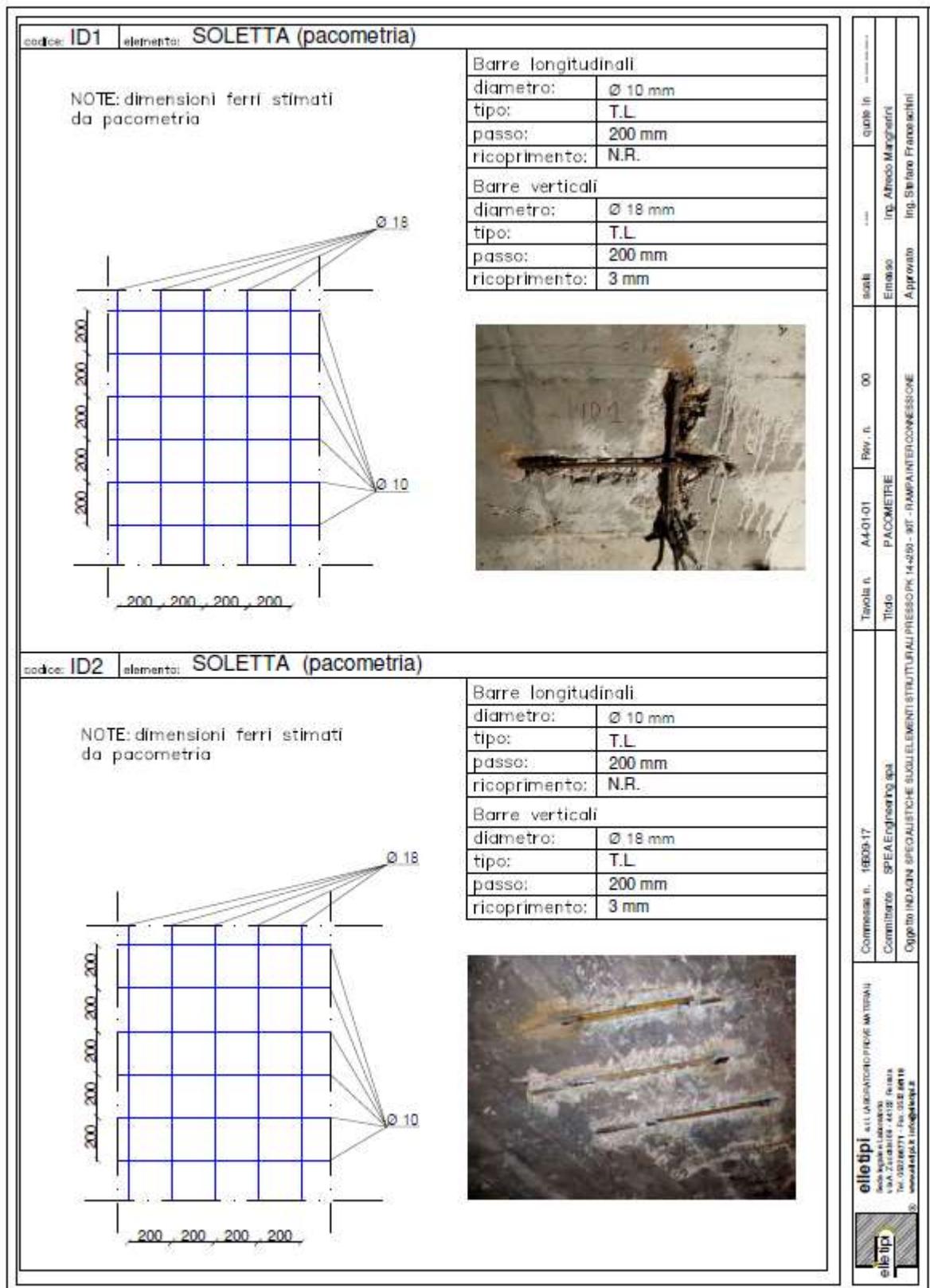


Figura 1-11 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

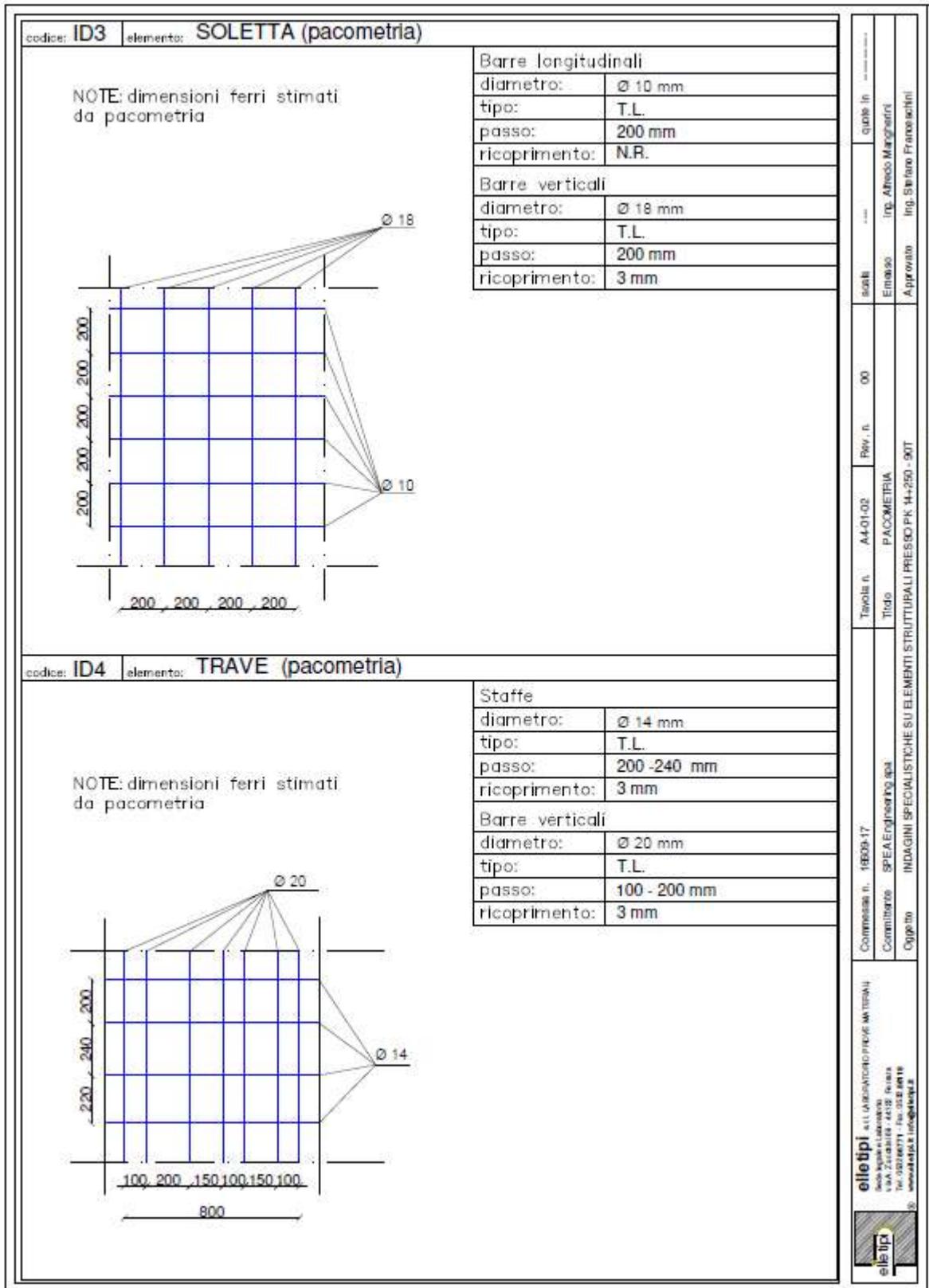


Figura 1-12 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

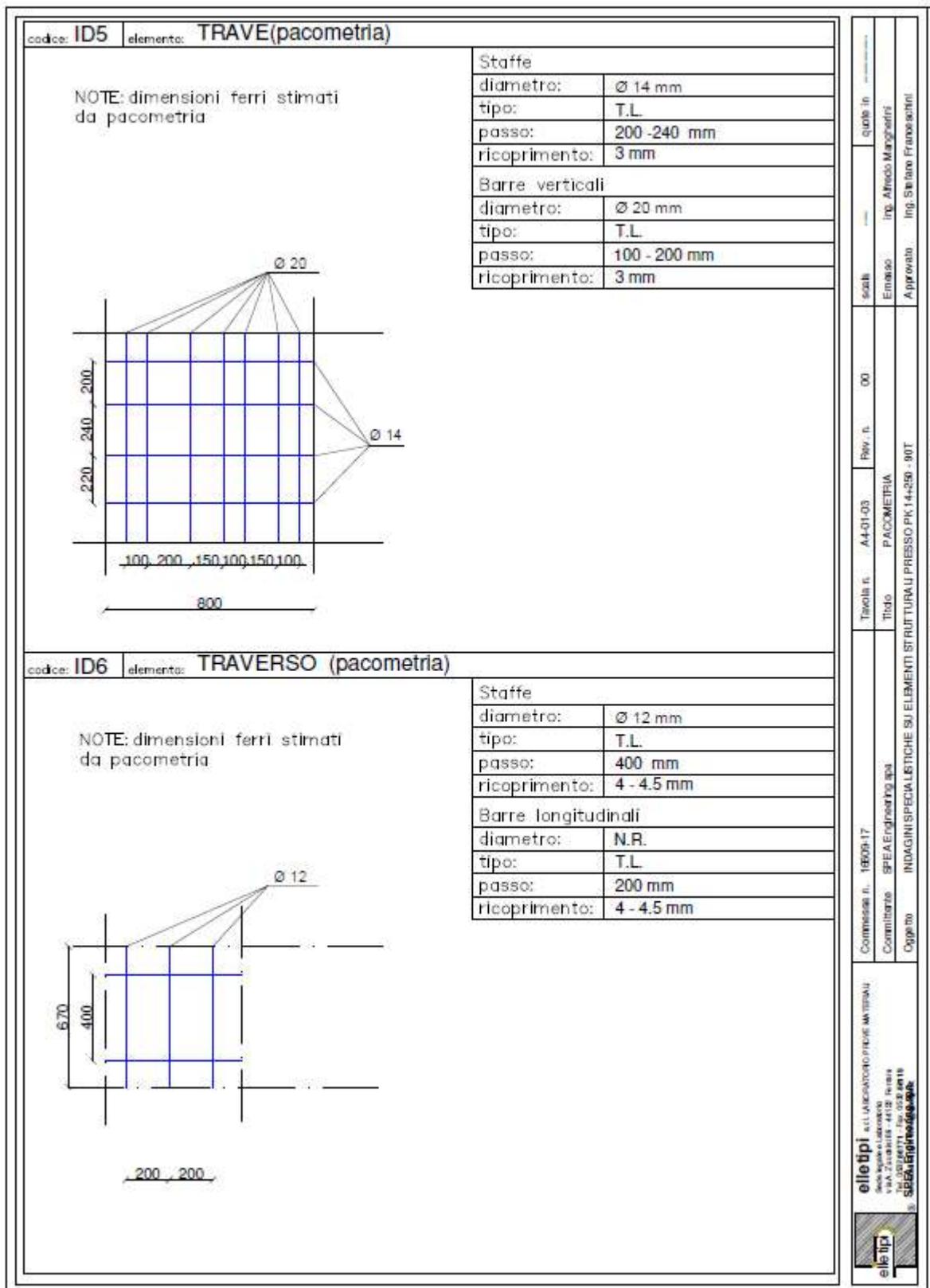


Figura 1-13 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

<b>codice:</b> ID7	<b>elemento:</b> SPALLA (pacometria)	
NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria		Barre longitudinali diametro: N.R. tipo: N.R. passo: 110 - 250 mm ricoprimento: 8 mm
		Barre verticali diametro: N.R. tipo: N.R. passo: 170 - 200 mm ricoprimento: 6 mm
		Tavola n. A4-01-03 Titolo PACOMETRIA-SEZIONE RESISTENTE Ing. Alfredo Margherini Ing. Stefano Franceschini
<b>codice:</b> ID8 <b>elemento:</b> SPALLA (pacometria)		Barre longitudinali diametro: N.R. tipo: N.R. passo: 110 - 250 mm ricoprimento: 8 mm
NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria		Barre verticali diametro: N.R. tipo: N.R. passo: 170 - 200 mm ricoprimento: 6 mm
		Commissione n. 1809-17 Committente: SPEA Engineering spa Oggetto: INDAGINI SPECIALISTICHE SU ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+250 - 90T
		Commissione n. 1809-17 Committente: SPEA Engineering spa Oggetto: INDAGINI SPECIALISTICHE SU ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+250 - 90T
		elletipi S.p.A. - LABORATORIO PER MATERIALI S.p.A. - LABORATORIO PER MATERIALI S.p.A. - LABORATORIO PER MATERIALI S.p.A. - LABORATORIO PER MATERIALI

Figura 1-14 – 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. 00174600387  
 e-mail: info@elietipi.it; segreteria@pec.elietipi sito: www.elietipi.it



Aziende con Sistemi di Gestione certificati da Certipro Quality  
 Sistemi di Gestione Strutturale  
 UNI CEI ISO 9001:2008  
 UNI CEI ISO 14001:2004  
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0003006 del 27/01/2015, art. 58 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/13/07C  
 Laboratorio Sclerometri autorizzato con Dec. n. 6672 del 27/01/2014, art. 39 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/13/07C  
 Operazione N. 1338/10M/026149 del 22/03/2014 del Ministero delle Attività Produttive, convocata ai sensi della circ. 305/2011, DM 1/56/2011

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk: 14+250 - 90T  
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 26/06/18  
 PARTE D'OPERA: SOLETTA  
 CERTIFICATO n°: 52229/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 11/07/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Becononi, 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	ix medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
ID1 - SOLETTA	20	52.00	4231	INDIRETTA	54	56	54	50	50	50	51	50	50	56	52.1	53.3	40.3	53.5	53.3
ID2 - SOLETTA	20	50.20	4382	INDIRETTA	50	52	52	57	57	56	56	57	57	56	55.0	51.2	48.0	58.6	56.0
ID3 - SOLETTA	20	49.50	4444	INDIRETTA	50	52	52	54	54	56	54	51	48	52	52.3	52.9	51.5	53.9	54.7

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 10844  
 La scala (indice di resistenza sclerometrica) dell'indice viene posta in relazione con la scala (indice di resistenza) in sede.  
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale.  
 Codice interno identificazione utilizzata: 12 - 100132

Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12604-4  
 L'indice la lunghezza del percorso.  
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L.  
 V indica la velocità dell'impulso.  
 Codice interno identificazione utilizzata: 130

Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12601:2009  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio al cuneo e rottura.  
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati: = 1  
 Resistenza caratteristica cubica a compressione.  
 Codice interno identificazione utilizzata: 31 - 341 - 521 - 434

Emesso:  
 Ing. Alfredo Mengherini

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



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



Aziende con Sistemi di Gestione certificati da Certipro Quality  
 Sistemi di Gestione Strutturale  
 UNI CEI ISO 9001:2008  
 UNI CEI ISO 14001:2004  
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 9800008 del 27/01/2015, art. 58 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/13/07C  
 Laboratorio Sclerometri autorizzato con Dec. n. 6672 del 27/01/2014, art. 39 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/13/07C  
 Operazione N. 1338/10M/026149 del 22/03/2014 del Ministero delle Attività Produttive, convocata ai sensi della circ. 305/2011, DM 1/56/2011

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk: 14+250 - 90T  
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 18/06/18  
 PARTE D'OPERA: SPALLA  
 CERTIFICATO n°: 52230/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 11/07/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Becononi, 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	ix medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
ID7 - SPALLA	30	84.50	3905	INDIRETTA	44	46	44	48	48	45	44	46	48	50	46.4	47.3	27.9	44.1	47.3
ID8 - SPALLA	30	87.60	3787	INDIRETTA	40	42	44	40	40	42	44	42	40	40	41.4	39.2	24.0	36.3	43.5

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 10844  
 La scala (indice di resistenza sclerometrica) dell'indice viene posta in relazione con la scala (indice di resistenza) in sede.  
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale.  
 Codice interno identificazione utilizzata: 12 - 133132

Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12604-4  
 L'indice la lunghezza del percorso.  
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L.  
 V indica la velocità dell'impulso.  
 Codice interno identificazione utilizzata: 130

Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12601:2009  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio al cuneo e rottura.  
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati: = 1  
 Resistenza caratteristica cubica a compressione.  
 Codice interno identificazione utilizzata: 31 - 341 - 521 - 434

Emesso:  
 Ing. Alfredo Mengherini

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



elietipi s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174900367  
 e-mail: info@elietipi.it; segreteria@pec.elietipi.it; sito:www.elietipi.it



azienda con Sistema di Gestione e Certificata da Certipad by  
 Qualità Ambientale Strutturata  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 18 del D.P.R. 380/2001, Circolam Ministeriale 1911/STC  
 Laboratorio Verifiche autorizzato con Dec. n. 8172 del 07/03/2014, art. 18 del D.P.R. 380/2001, Circolam Ministeriale 2914/STC  
 Osservatorio Nazionale n° 1104 (DM 8261/49 del 22/02/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinviato al comma delle circ. 309/2013, DM 156/2000

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pkc 14+250 - 90T
COMMESSA:	10500/17
DATA PROVA:	26/09/18
PARTE D'OPERA:	TRAVI-TRAVERSO
CERTIFICATO n°:	52234/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 11/07/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CARO TA	Rc ULTRASUONI Beconchini, 2003	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55 kHz				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	Is medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID4 - TRAVE	30	80,10	4120	INDIRETTA	54	54	54	54	52	52	52	54	54	54	53,4	64,2	35,5	55,8	64,2
ID5 - TRAVE	30	81,30	4059	INDIRETTA	56	56	56	58	58	58	58	58	60	57	57,3	78,1	33,2	62,7	66,2
ID6 - TRAVERSO	30	85,80	3846	INDIRETTA	54	54	54	52	52	54	52	49	50	54	52,5	62,8	26,2	54,2	62,0

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12594-2  
 L'indice l'indice di misura sclerometrico dell'indice puntato indagine calcolate su un minimo su 10 valori misurati in sito  
 La distanza rappresentata l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale  
 Codice norme sperimentazione utilizzata: 12 - 130-132  
 Determinazione della velocità ultrasonica sul calcestruzzo - UNI EN 12594-4  
 L'indice la lunghezza del percorso  
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L  
 V indica la velocità dell'impulso  
 Codice norme sperimentazione utilizzata: 130  
 Prove di compressione su cubi in calcestruzzo - UNI EN 12594-1:2008  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad unido a rotella  
 Rapporto lunghezza/dimensa del provino utilizzato: n=1  
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.  
 Codice norme sperimentazione utilizzata: 33 - 381 - 321-324

Emesso:  
 Ing. Alfredo Mangiarini

Il Responsabile di Laboratorio Controllo Strutturale  
 p.s. Riccardo Mazza

Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo



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



Affiliato con Sistemi di Gestione certificati da Certipathy  
 Qualità Ambiente Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 ISO 45001:2018

sito: www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 800/2008 del 27/01/2018, art. 29 del D.P.R. 350/2001, Circolare Ministeriale 26/11/2012

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 0272 del 07/03/2014, art. 58 del D.P.R. 350/2001, Circolare Ministeriale 26/11/2012

Spettatore Nazionale n° 1308 (DM 820118 del 23/05/2004 del Ministero delle Attività Produttive) iscritta al registro della circ. 205/2011, DM 136/2020

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	opera A14 pk: 14+250 90T rampa
COMMESSA:	16609/17
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	19/06/2018
CERTIFICATO n°:	52226/18 Rev 0 del: 11/07/2018
DATA PROVE:	26/06/2018

**PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO**

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico di Rottura [kN]	f <sub>ck</sub> [MPa]	R <sub>ct</sub> [MPa]	penetrazione CO <sub>2</sub> [mm]
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
SOLETTA	1	94	96	1.02	2424	366.7	52.8	63.3	0
SOLETTA	2	94	97	1.03	2377	419.6	60.5	61.2	15
SOLETTA	3	94	92	0.98	2342	440.6	63.5	62.9	18
TRAVE	4	94	90	0.96	2314	453.6	65.4	64.2	0
TRAVE	5	94	95	1.01	2326	539.9	77.8	78.1	0
TRAVERSI	6	94	95	1.01	2326	433.7	62.5	62.8	5
SPALLA	7	94	97	1.03	2265	323.9	46.7	47.3	12
SPALLA	8	94	96	1.02	2191	269.7	38.9	39.2	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>ck</sub> resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ.

R<sub>ct</sub> = f<sub>ck</sub> × 2.5 / (1.5+1/λ) resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica.

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 624

Emesso:

ing. Alfredo Mangherini

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

Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo

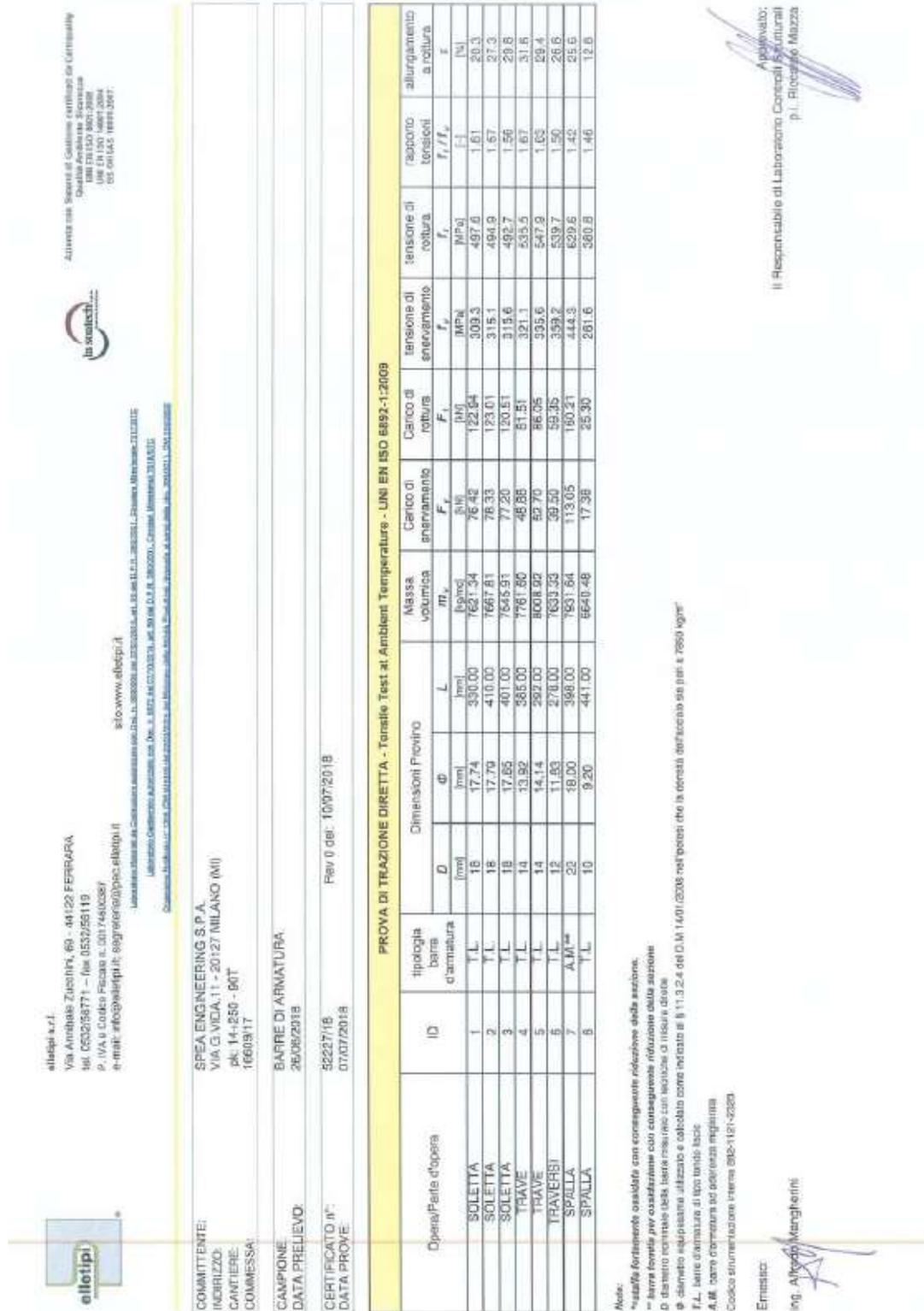


Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale



elletipi s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174000387  
 e-mail: info@elletipi.it; eegreteria@pec.elletipi.it sito: www.elletipi.it



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

Laboratorio Metalli da Costruzione autorizzato con Dec. n. 4000396 del 22/01/2015, art. 10 del D.P.R. 300/2001, Circolare Ministeriale 751/19/IC  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 9577 del 07/10/014, art. 10 del D.P.R. 300/2001, Circolari Ministeriali 170/8/ETC  
 Organismo certificato n° 1306 CON 836149 del 23/03/2004 del Ministero della Attività Produttive in materia di acciai della dir. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk: 14+250 - 90T  
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 26/06/18  
 PARTE D'OPERA BARRE ARMATURA  
 CERTIFICATO n°: 52228/18 revisione 00 emessa il: 11/07/2018

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO					
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					[MPa]
ID1	SOLETTA	BARRA LONGITUDINALE	147.0	148.3	496
			148.0		
			150.0		
ID2	SOLETTA	BARRA LONGITUDINALE	147.0	146.0	492
			146.0		
			145.0		
ID3	SOLETTA	BARRA LONGITUDINALE	148.0	147.3	494
			147.0		
			147.0		
ID4	TRAVE	BARRA LONGITUDINALE	162.0	161.0	530
			163.0		
			158.0		
ID5	TRAVE	BARRA LONGITUDINALE	164.0	163.0	545
			163.0		
			162.0		
ID6	TRAVERSI	BARRA LONGITUDINALE	158.0	159.0	539
			159.0		
			160.0		
ID7	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	189.0	188.0	628
			188.0		
			187.0		
ID8	SPALLA	BARRA TRASVERSALE	113.0	113.7	375
			112.0		
			116.0		

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

Emesso:  
 ing. Alfredo Mangherini

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

Figura 1-18 – 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°21 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°21 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°10 prelievo barre di armatura;
- N°10 indagini pacometriche;
- N°18 durometri.

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

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento “Opera 13: Sottovia rampa di interconnessione 90T – Autostrada A13 (BO) – km 014+250 – Rev.0 – 28/08/2020” redatto dalla citata società “MTS Engineering srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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

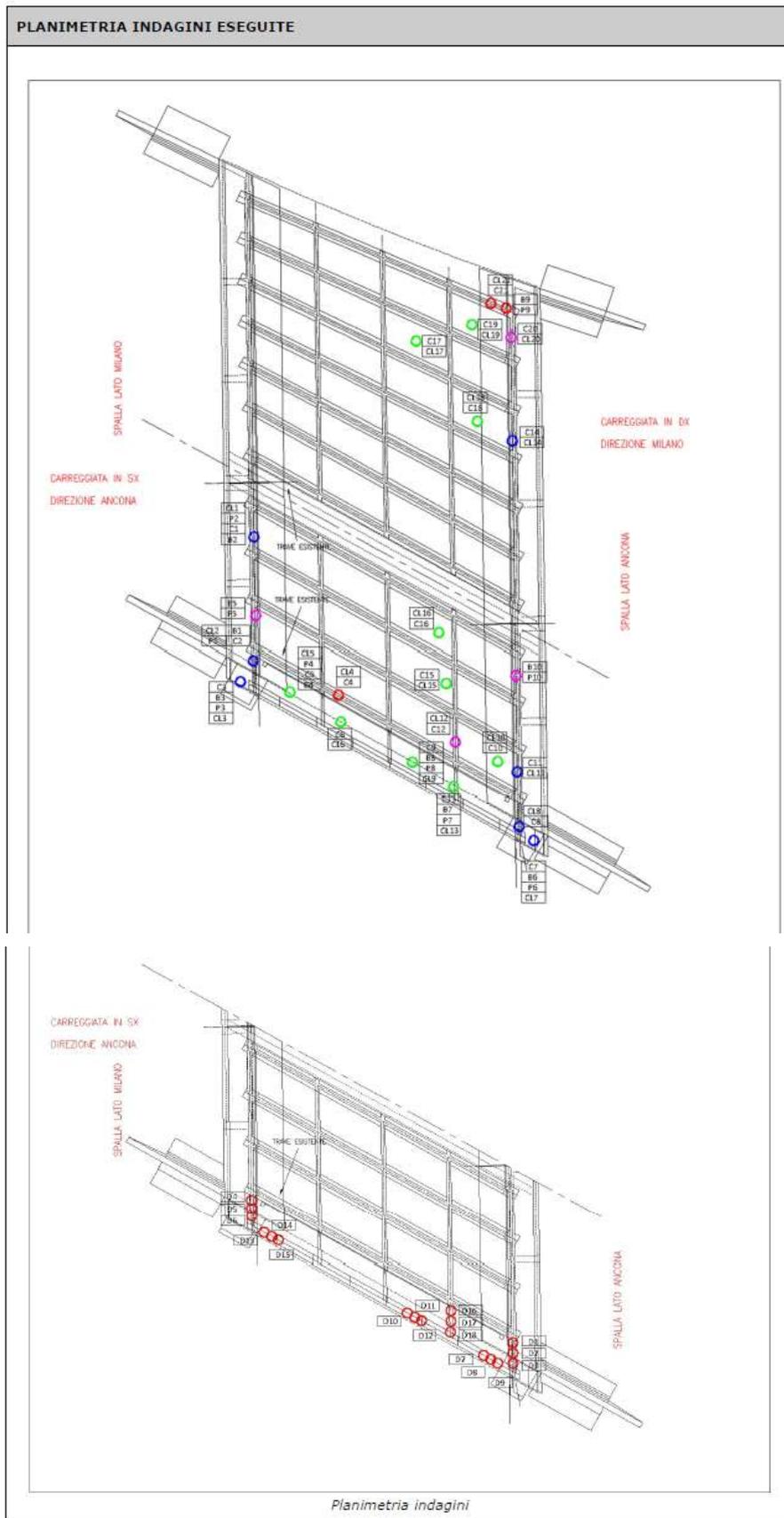


Figura 1-19 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota	carico di rottura	carico unitario fc	λ	Ceff. correl.	Rc corretto
		Ø	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm²	cm³	g						
C1	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	726	2.281,14	193.810	45,06	1,00	1,00	45,06
C2*	NON DICHIARATA	74	50,0	4301	215	491	2.283,27	188.740	43,88	RAPPORTO H/D < 1		
C3	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	722	2.238,32	128.090	29,78	1,01	1,01	29,94
C4	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	769	2.416,25	300.050	69,77	1,00	1,00	69,77
C5*	NON DICHIARATA	74	53,0	4301	228	515	2.259,32	195.730	45,51	RAPPORTO H/D < 1		
C6	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	728	2.287,42	188.260	43,77	1,00	1,00	43,77
C7	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	722	2.268,57	201.770	46,91	1,00	1,00	46,91
C8	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1459	2.292,14	181.890	42,29	2,00	1,25	52,86
C9	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	735	2.278,62	243.780	56,68	1,01	1,01	56,99
C10	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	759	2.384,83	250.780	58,31	1,00	1,00	58,31
C11	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	771	2.390,23	292.840	68,09	1,01	1,01	68,45
C12	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	747	2.347,12	223.150	51,89	1,00	1,00	51,89
C13*	NON DICHIARATA	74	54,0	4301	232	518	2.230,40	201.740	46,91	RAPPORTO H/D < 1		
C14	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	756	2.343,73	213.340	49,60	1,01	1,01	49,87
C15*	NON DICHIARATA	74	55,0	4301	237	533	2.253,26	228.430	53,11	RAPPORTO H/D < 1		
C16	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1485	2.332,98	198.250	46,10	2,00	1,25	57,62
C17	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1475	2.317,27	170.310	39,60	2,00	1,25	49,50
C18	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	751	2.359,69	281.250	65,39	1,00	1,00	65,39
C19	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	760	2.387,97	308.850	71,81	1,00	1,00	71,81
C20	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	760	2.356,13	226.440	52,65	1,01	1,01	52,93
C21	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	768	2.413,10	296.140	68,86	1,00	1,00	68,86

\* SU RICHIESTA DELLA COMMITTENZA I CAMPIONI C2, C5, C13 E C15 SONO STATI TESTATI ANCHE SE IL RAPPORTO H/D < 1.

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

Figura 1-20 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento	carico unitario snervam.	carico di rottura	carico unitario rottura	Allungamento
		Ønom	lungh.	peso	area	Øeq.*					
		mm	mm	g	mm²	mm					
B1	NON DICHIARATA	22	427	1261	376,20	21,89	196.720	522,9	240.690	639,8	8,9
B2	NON DICHIARATA	22	415	1260	386,77	22,19	204.430	528,6	233.290	603,2	16,1
B3	NON DICHIARATA	22	486	1416	371,16	21,74	197.360	531,7	236.400	636,9	15,8
B4	NON DICHIARATA	16	335	526	200,02	15,96	103.490	517,4	126.060	630,2	15,0
B5*	NON DICHIARATA	10	420	182	55,20	8,38	30.250	548,0	34.470	624,4	9,9
B6	NON DICHIARATA	22	400	1172	373,25	21,80	198.470	531,7	239.450	641,5	14,9
B7	NON DICHIARATA	16	353	556	200,65	15,98	110.120	548,8	136.050	678,1	16,0
B8	NON DICHIARATA	16	390	633	206,76	16,23	110.990	536,8	134.890	652,4	15,2
B9	NON DICHIARATA	14	400	478	152,23	13,92	70.440	462,7	89.550	588,3	13,6
B10*	NON DICHIARATA	10	420	192	58,23	8,61	30.940	531,3	35.370	607,4	9,3

\* N.B.: I CAMPIONI B5 E B10 PRESENTANO CORROSIONE EVIDENTE

Di seguito si riportano i valori riscontrati in Laboratorio

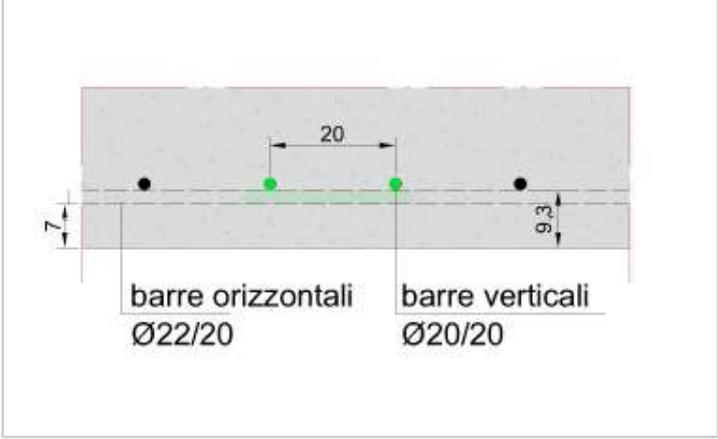
Il Tecnico Sperimentatore  
 (Ing. Michele Petagine)

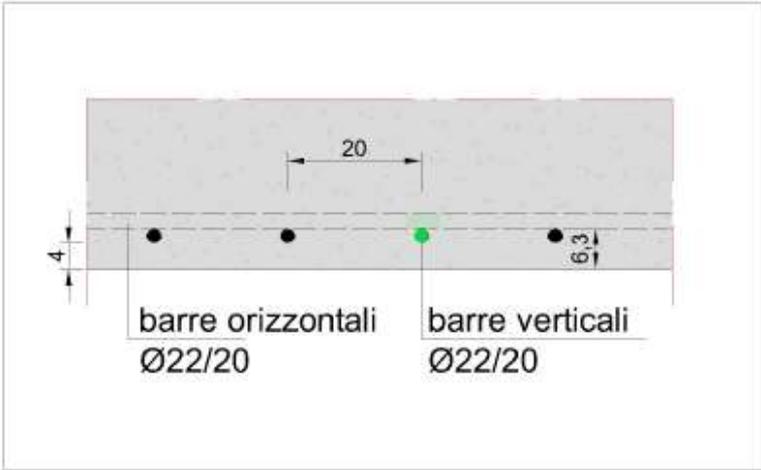
Il Direttore del Laboratorio  
 (Dott. Ing. Giuseppe Palombella)

Figura 1-21 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

DUROMETRO			
IDENTIFICATIVO RILIEVO	ELEMENTO	DUROMETRO [HV]	MEDIA
D 1	TRAVE METALLICA	216	214.25
		208	
		222	
		211	
D2	TRAVE METALLICA	210	214.5
		216	
		220	
		212	
D3	TRAVE METALLICA	214	213.75
		209	
		222	
		210	
D 4	TRAVE METALLICA	228	231.25
		220	
		241	
		236	
D5	TRAVE METALLICA	225	228.25
		233	
		235	
		220	
D6	TRAVE METALLICA	235	232
		222	
		240	
		231	
D 7	TRAVE METALLICA	257	253
		261	
		249	
		245	
D8	TRAVE METALLICA	257	250
		264	
		240	
		239	
D9	TRAVE METALLICA	245	251.5
		258	
		260	
		243	
D 10	TRAVE METALLICA	246	250.25
		259	
		255	
		241	
D11	TRAVE METALLICA	251	249.75
		255	
		248	
		245	
D12	TRAVE METALLICA	240	249.75
		258	
		257	
		244	
D 13	TRAVE METALLICA	240	244.5
		232	
		251	
		255	
D14	TRAVE METALLICA	250	246.5
		235	
		243	
		258	
D15	TRAVE METALLICA	240	246.25
		233	
		260	
		252	
D 16	TRAVE METALLICA	222	223.75
		228	
		230	
		215	
D17	TRAVE METALLICA	212	224.75
		225	
		230	
		232	
D18	TRAVE METALLICA	224	222.5
		220	
		232	
		214	

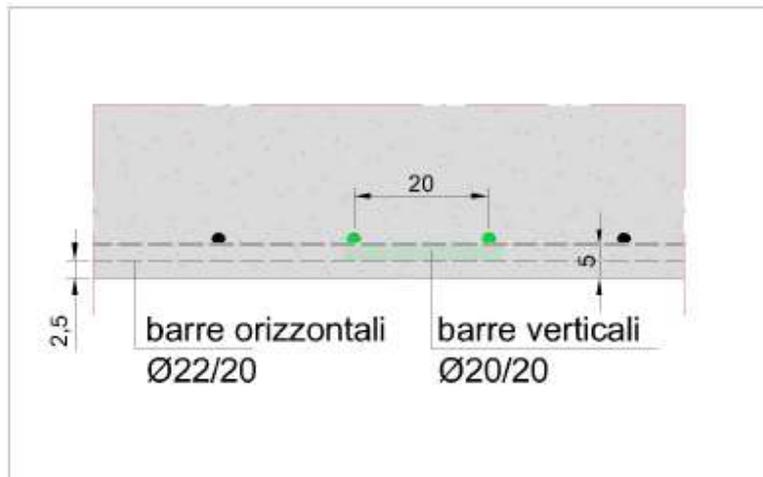
Figura 1-22 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Prove durometriche travi metalliche

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX LATO MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata con presenza di ruggine localizzata. 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 2
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX LATO MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata interessati da ruggine localizzata. 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 3
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA SX LATO MILANO

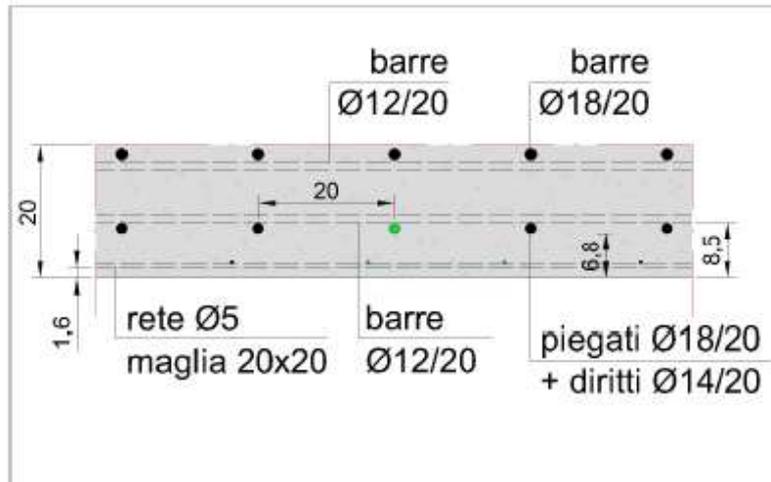
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata interessati dalla presenza di ruggine e da corrosione incipiente. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

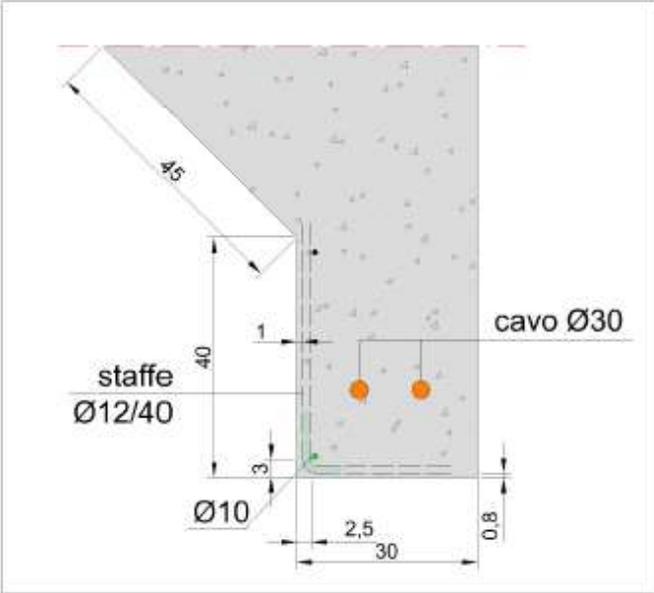


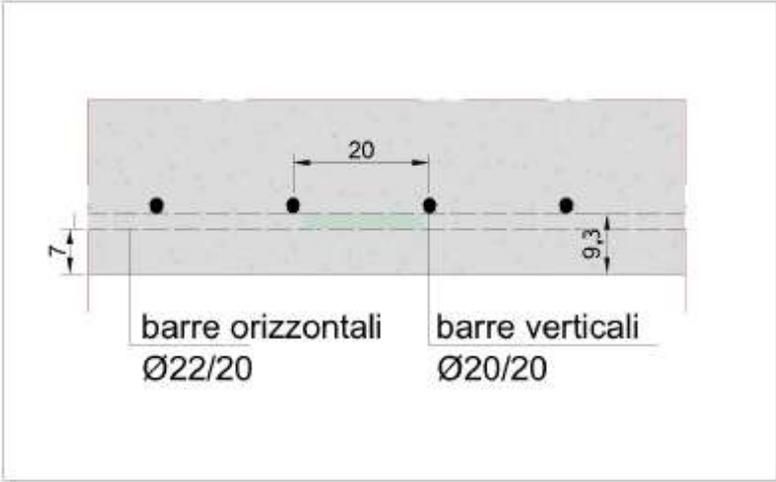
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX LATO MILANO
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	



Sezione area di indagine

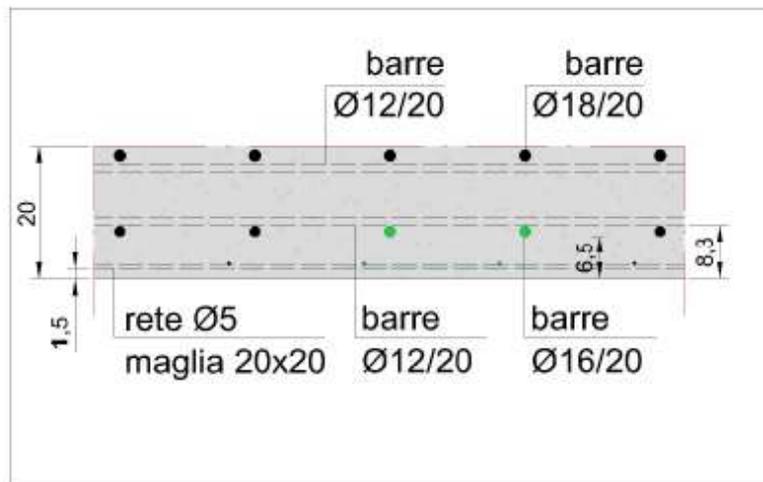


DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5
TRAVERSO LATERALE	CARREGGIATA SX LATO MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano coinvolti da corrosione localizzata e ruggine. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 6
SPALLA IN C.A.	CARREGGIATA DX LATO ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata e 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>	
	

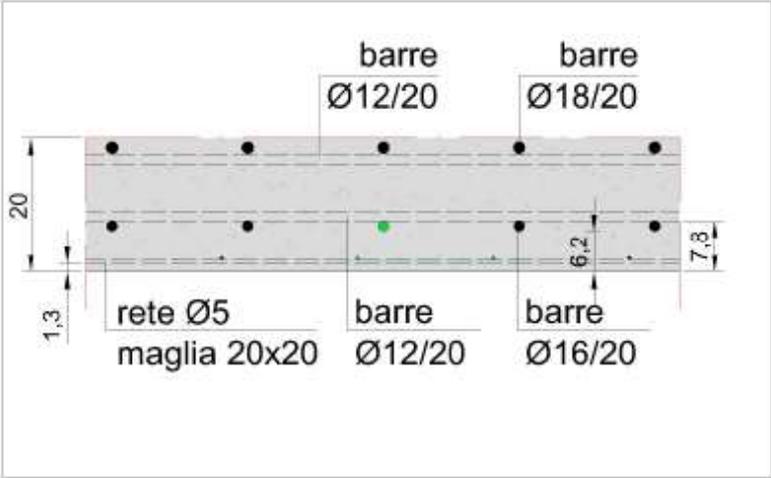
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 7
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA DX

NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



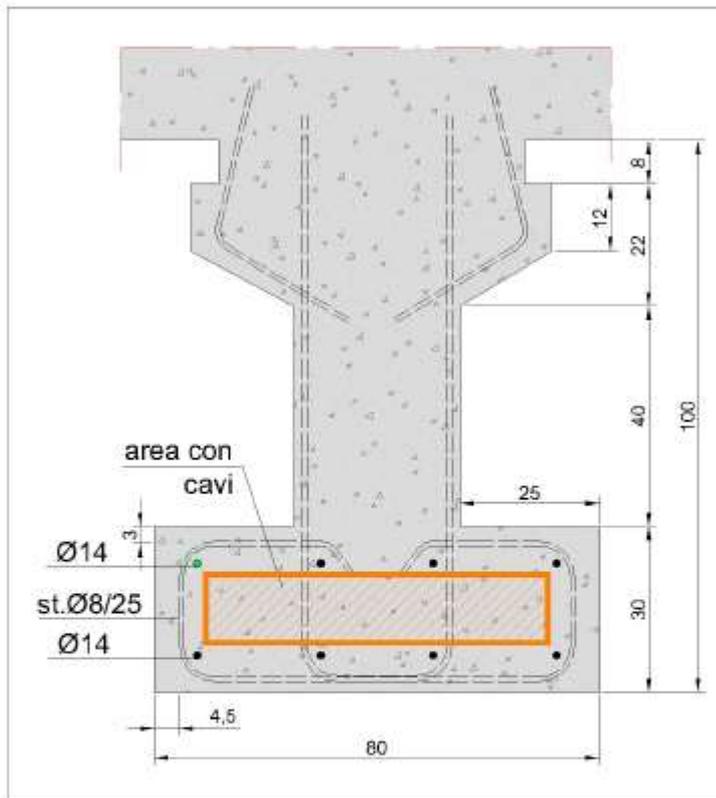
Sezione area di indagine



DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 8
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA DX
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza 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>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 9
TRAVE IN C.A.	CARREGGIATA DX- LATO ANCONA

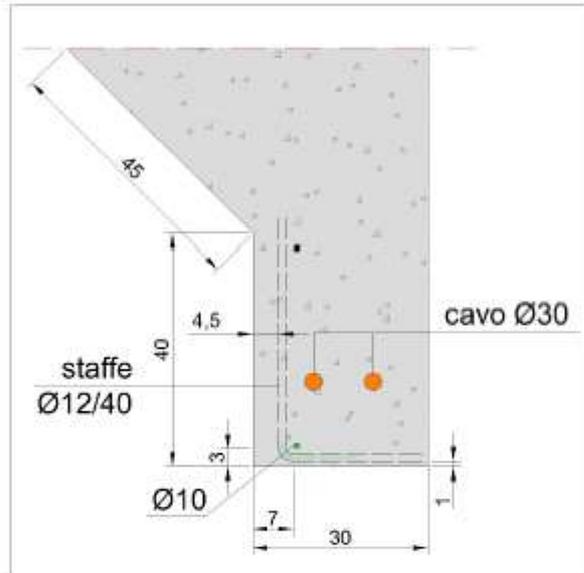
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine



DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 10
TRAVERSO LATERALE	CARREGGIATA DX- LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci con presenza di ruggine e corrosione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	



Sezione area di indagine



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

### 1.4.2.3 Definizione del fattore di confidenza

In considerazione delle prove di caratterizzazione dei materiali effettivamente eseguite e dei loro risultati, in ottemperanza a quanto indicato al cap. C8 “Costruzioni Esistenti” della Circolare 21 gennaio 2019, n.° 7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018; si definiscono i seguenti livelli di conoscenza e fattori di confidenza (vedere Tabella C8.5.IV della citata Circolare riportata nella figura sottostante):

Impalcato: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Sottostrutture: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

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

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

Figura 1-24 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio (Tab. C8.5.IV della Circolare alle NTC2018)

### 1.4.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Si riportano di seguito le considerazioni contenute nel capitolo 6.3.4: “Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali” delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_M$ .

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>	90T	
<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>	
C10	58,31	
C15	53,11	
C16	46,10	
C17	39,60	
C18	65,39	
C19	71,81	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
1	53,3	
2	61,2	
3	62,9	
R <sub>c</sub> [MPa]	56,86	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	37,91	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	31,46	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	9	
$\mu^*$	4,00	
$\sigma^*$	0,20	
$\mu_{0,16}$	3,93	
X <sub>0,05</sub>	36,53	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	36,53	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	30,32	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>30,32</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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>
ID 3		
ID 2		
ID 3		
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 3		309,3
ID 2		315,1
ID 3		315,6
$f_y$ [MPa]	313,33	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	272,46	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	5,75	
$\sigma^*$	0,01	
$\mu_{0,16}$	5,74	
$X_{0,05}$	305,63	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	305,63	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>272,46</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<b>Opere:</b>	anni '60	
<b>Elemento:</b>	trasverso	
<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>	
C12	51,89	
C20	52,65	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
6	62,8	
R <sub>c</sub> [MPa]	55,78	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	37,19	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	30,86	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	3	
$\mu^*$	4,02	
$\sigma^*$	0,11	
$\mu_{0,16}$	3,96	
$\chi_{0,05}$	43,91	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	43,91	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	36,44	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>30,86</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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		548,00
B10		531,30
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 6		359,2
$f_y$ [MPa]	479,50	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	416,96	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	6,16	
$\sigma^*$	0,24	
$\mu_{0,16}$	6,02	
$X_{0,05}$	279,53	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	279,53	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>279,53</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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>	
C4	69,77	
C21	68,86	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
4	64,20	
5	78,10	
R <sub>c</sub> [MPa]	70,23	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	46,82	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	38,86	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	4	
$\mu^*$	4,25	
$\sigma^*$	0,08	
$\mu_{0,16}$	4,21	
$X_{0,05}$	58,89	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	58,89	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	48,88	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>38,86</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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>
B9		462,70
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 4		321,10
ID 5		335,60
$f_y$ [MPa]	373,13	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	324,46	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	5,91	
$\sigma^*$	0,20	
$\mu_{0,16}$	5,79	
$X_{0,05}$	236,54	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	236,54	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>236,54</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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>
D7	253,00	658,85
D8	250,00	651,04
D9	251,50	654,95
D10	250,25	651,69
D11	249,75	650,39
D12	249,75	650,39
D13	244,50	636,72
D14	246,50	641,93
D15	246,25	641,28
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID durometro</b>	<b>HV</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	648,58	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	617,70	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	9	
$\mu^*$	6,47	
$\sigma^*$	0,01	
$\mu_{0,16}$	6,47	
$x_{0,05}$	634,60	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	634,60	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>617,70</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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>
D1	214,25	557,94
D2	214,50	558,59
D3	213,75	556,64
D4	231,25	602,21
D5	228,25	594,40
D6	232,00	604,17
D16	223,75	582,68
D17	224,75	585,29
D18	222,50	579,43
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>HV</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	580,15	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	552,52	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	9	
$\mu^*$	6,36	
$\sigma^*$	0,03	
$\mu_{0,16}$	6,35	
$x_{0,05}$	543,98	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	543,98	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>543,98</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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>	
C5	45,51	
C6	43,77	
C9	56,68	
C13	46,91	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b>R<sub>c</sub> [MPa]</b>	
R <sub>c</sub> [MPa]	48,22	valore medio
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	32,15	= R <sub>c</sub> / $\gamma_M$ / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	26,68	= R <sub>c</sub> x 0,83
n° prove	4	
$\mu^*$	3,87	
$\sigma^*$	0,11	
$\mu_{0,16}$	3,81	
$x_{0,05}$	37,53	valore caratteristico
R <sub>c(d)</sub> [MPa]	37,53	= R <sub>c</sub> / FC
f <sub>c(d)</sub> [MPa]	31,15	= R <sub>c</sub> x 0,83
<b>f<sub>d</sub> [MPa]</b>	<b>26,68</b>	valore di progetto

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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>
B4		517,40
B7		548,80
B8		536,80
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	534,33	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	464,64	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
$\mu^*$	6,28	
$\sigma^*$	0,03	
$\mu_{0,16}$	6,26	
$X_{0,05}$	500,06	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	500,06	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>464,64</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<b>Opere:</b>	Ampliamento 2004	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	calcestruzzo	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.50	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
C3	29.78	
C7	46.91	
C8	42.29	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
$R_c$ [MPa]	39.66	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	26.44	= $R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	21.95	= $R_c \times 0,83$
n° prove	3	
$\mu^*$	3.66	
$\sigma^*$	0.24	
$\mu_{0,16}$	3.52	
$x_{0,05}$	22.97	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	22.97	= $R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	19.07	= $R_c \times 0,83$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>19.07</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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		531.70
B6		531.70
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
$f_y$ [MPa]	531.70	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	462.35	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	2	
$\mu^*$	6.28	
$\sigma^*$	0.00	
$\mu_{0,16}$	6.28	
$x_{0,05}$	531.70	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	531.70	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>462.35</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<b>Opere:</b>	anni '60	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	calcestruzzo	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.50	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
C1	45.06	
C2	43.88	
C11	68.09	
C14	49.60	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
ID07	47.30	
ID08	39.20	
$R_c$ [MPa]	48.86	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	32.57	= $R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	27.03	= $R_c \times 0,83$
n° prove	6	
$\mu^*$	3.87	
$\sigma^*$	0.19	
$\mu_{0,16}$	3.80	
$x_{0,05}$	32.73	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	32.73	= $R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	27.17	= $R_c \times 0,83$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>27.03</b>	

<b>Sottovia:</b>	90T	
<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		522.90
B2		528.60
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID07		444.30
ID08		261.60
$f_y$ [MPa]	439.35	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	382.04	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	4	
$\mu^*$	6.05	
$\sigma^*$	0.33	
$\mu_{0,16}$	5.88	
$x_{0,05}$	208.65	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	208.65	= $f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>208.65</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 indagine	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
Pz13	1999	14+200	35.00	3.50	-
CPT105	2000	14+220	35.00	40.00	-

*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 <sub>w</sub> (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
35.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	-	Tabella 1-3
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	-	Tabella 1-4
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	-	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 <sub>v</sub> m/sec <sup>2</sup>	C <sub>u</sub> (KPa)	E <sub>u</sub> (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 Limo argilloso (A'')

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	c' (KPa)	$\phi$ (°)	E' (MPa)	$\sigma'_{pre}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	C <sub>v</sub> m/sec <sup>2</sup>	C <sub>u</sub> (KPa)	E <sub>u</sub> (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5+0.6(z-15.0)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	72 +2(z-15.0)	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 <sub>v</sub>	=	coeff. di consolidazione verticale			
E'	=	modulo di elasticità			C <sub>u</sub>	=	coesione non drenata			
$\sigma'_{pre}$	=	tensione di preconsolid.			E <sub>u</sub>	=	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 +35.00 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle risultano impostate intorno a q.ta +31.50 m s.l.m.m, vale a dire 3.50 m al di sotto del piano campagna definito nella stratigrafia: ne consegue che nelle analisi lo spessore dello strato A (3.0 m) viene trascurato e vengono considerati solo gli strati A' e A''.

La quota di falda viene assunta 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

Latitudine: 44.526439

Longitudine: 11.356021

### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente  $C_u$ : 2

### Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

$T_R$ : 60 anni

$a_g$ : 0.069 g

$F_0$ : 2.486

$T_C^*$ : 0.275 s

$S_S$ : 1.80

$S_T$ : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.80$

### Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

$T_R$ : 101 anni

$a_g$ : 0.086 g

$F_0$ : 2.478

$T_C^*$ : 0.286 s

$S_S$ : 1.80

$S_T$ : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.80$

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

Probabilità di superamento: 10 %

$T_R$ : 949 anni

$a_g$ : 0.212 g

$F_0$ : 2.441

$T_C^*$ : 0.302 s

$S_s$ : 1.621  
 $S_T$ : 1.00  
 $S = S_s \times S_T =$  1.621

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
 $T_R$ : 1950 anni  
 $a_g$ : 0.270 g  
 $F_0$ : 2.434  
 $T_c^*$ : 0.310 s  
 $S_s$ : 1.413  
 $S_T$ : 1.00  
 $S = S_s \times S_T =$  1.413

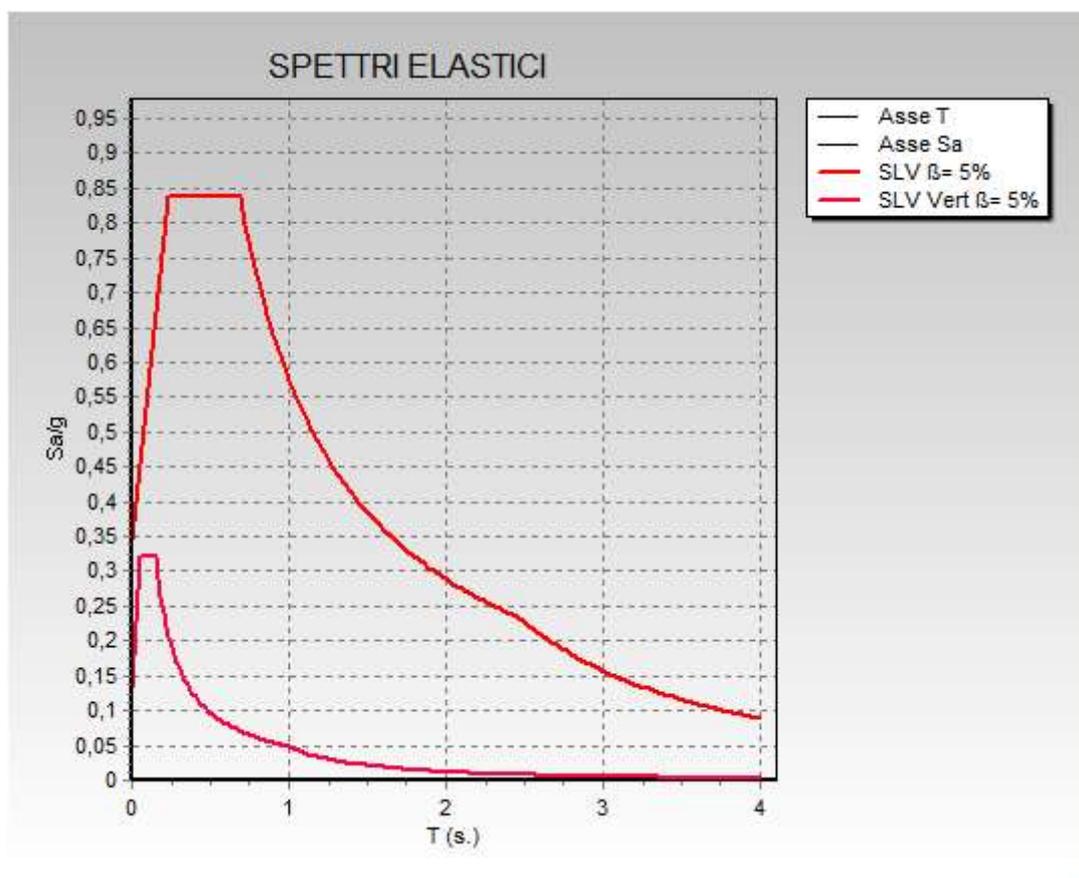


Figura 1-25. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

## 1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'analisi dell'impalcato è il software agli elementi finiti **CDSWin** versione 2010 con licenza chiave n° 7284 prodotto dalla « S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri, 95030 Sant'Agata li Battiati (CT)».

Per le verifiche tensionali delle sezioni in acciaio e miste, si impiega il software di calcolo **Profili**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi.

Per le verifiche tensionali delle sezioni in c.a., si impiega il software di calcolo **VCASLU**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'analisi di opere sostegno quali berlinesi o diaframmi (opere provvisorie o permanenti), si impiega il software di calcolo **Paratie Plus release 20.0** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Per l'analisi delle sottostrutture, si fa uso del programma ad elementi finiti **SAP 2000 – v.16.1.1** – “Integrated Software for Structural Analysis and Design”, distribuito da Computers and Structures, Inc. (U.S.A.); il pacchetto software comprende pre – post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed alla manipolazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare; il medesimo solutore è impiegato per le analisi effettuate nello studio della fase sismica.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati. L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

## 1.8 CONVENZIONI GENERALI

### 1.8.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: [m]

Forze: [kN]

Tensioni: [MPa]

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F<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

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

#### 2.1.3 Fasi di costruzione

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

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

#### 2.1.4 Coefficienti di omogeneizzazione

Come anticipato al paragrafo 2.1.2, sono stati valutati i coefficienti di omogeneizzazione in funzione della fase di analisi. Per carichi di lunga durata (fase di analisi 2) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

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

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

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

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

### 2.1.5 Larghezza di soletta collaborante

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

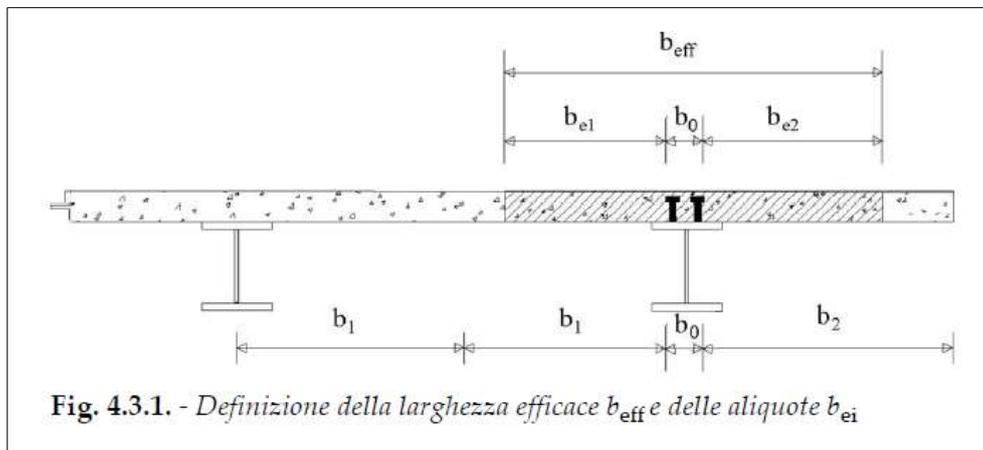


Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$  (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

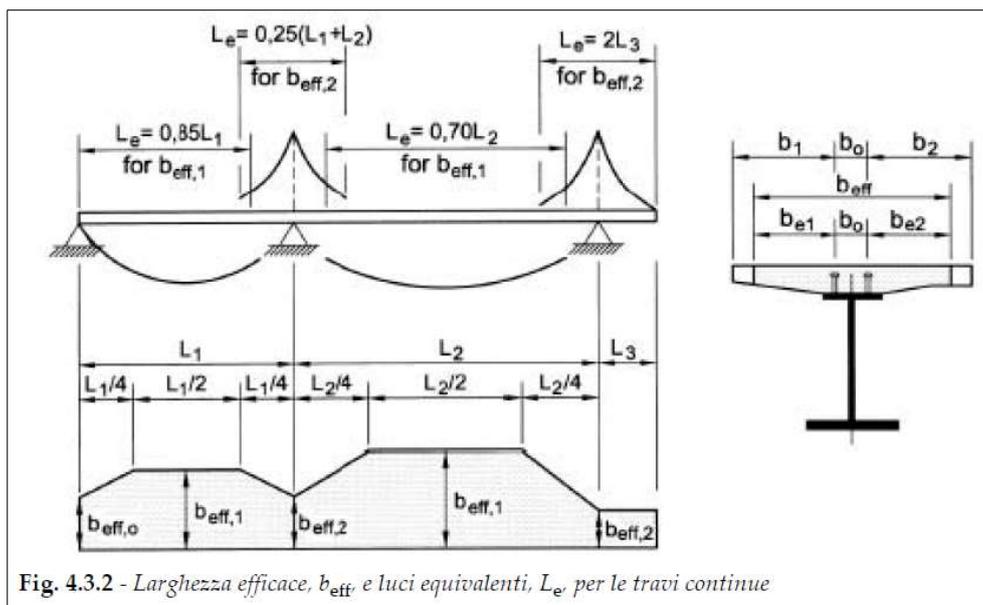


Figura 2-2. Larghezza efficace  $b_{eff}$  e luci equivalenti  $L_e$  per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

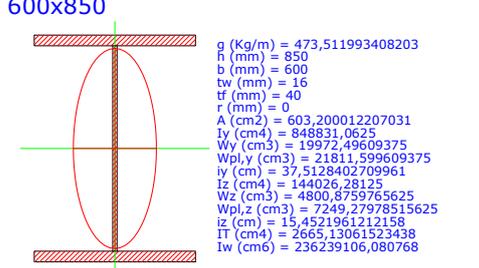
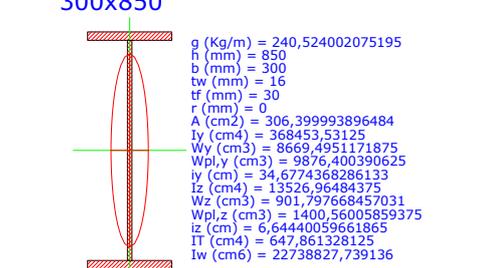
Per la trave lato Sud la larghezza efficace vale:

i	mm	2100	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	21830	lunghezza campata
Le/8	mm	2729	
b1	mm	1050	semi interasse
b2	mm	1050	semi interasse
be1	mm	850	
be2	mm	850	
$\beta$ 1		1.19206	
$\beta$ 2		1.19206	
beff	mm	2100	per trave lato Sud

## 2.1.6 Sezioni di verifica

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

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

Trave principale saldata simmetrica	Trave trasversale saldata simmetrica
<p><b>600x850</b></p>  <p>g (Kg/m) = 473,511993408203                      h (mm) = 850                      b (mm) = 600                      tw (mm) = 16                      tf (mm) = 40                      r (mm) = 0                      A (cm<sup>2</sup>) = 603,200012207031                      Iy (cm<sup>4</sup>) = 848831,0625                      Wy (cm<sup>3</sup>) = 19972,49609375                      Wpl,y (cm<sup>3</sup>) = 21811,599609375                      iy (cm) = 37,5128402709961                      Iz (cm<sup>4</sup>) = 144026,28125                      Wz (cm<sup>3</sup>) = 4800,8759765625                      Wpl,z (cm<sup>3</sup>) = 7249,27978515625                      iz (cm) = 15,4521961212158                      IT (cm<sup>4</sup>) = 2665,13061523438                      Iw (cm<sup>6</sup>) = 236239106,080768</p>	<p><b>300x850</b></p>  <p>g (Kg/m) = 240,524002075195                      h (mm) = 850                      b (mm) = 300                      tw (mm) = 16                      tf (mm) = 30                      r (mm) = 0                      A (cm<sup>2</sup>) = 306,399993896484                      Iy (cm<sup>4</sup>) = 368453,53125                      Wy (cm<sup>3</sup>) = 8669,4951171875                      Wpl,y (cm<sup>3</sup>) = 9876,400390625                      iy (cm) = 34,6774368286133                      Iz (cm<sup>4</sup>) = 13526,96484375                      Wz (cm<sup>3</sup>) = 901,797668457031                      Wpl,z (cm<sup>3</sup>) = 1400,56005859375                      iz (cm) = 6,64440059661865                      IT (cm<sup>4</sup>) = 647,861328125                      Iw (cm<sup>6</sup>) = 22738827,739136</p>

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

### 2.1.6.2 Preclassificazione delle sezioni

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

Trave principale saldata simmetrica

600x850		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm <sup>2</sup> )	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{292}{40 \times 0,81} = 8,97$				
	FLESSIONE Mz	COMPRESSIONE			
0 < $\frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		0 < $\frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1			
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{770,0}{16 \times 0,81} = 59,15$				
	FLESSIONE My	COMPRESSIONE			
0 < $\frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		42 < $\frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4			

Trave trasversale saldata simmetrica

300x850		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm <sup>2</sup> )	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{30 \times 0,81} = 5,82$				
	FLESSIONE Mz	COMPRESSIONE			
0 < $\frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		0 < $\frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1			
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{790,0}{16 \times 0,81} = 60,69$				
	FLESSIONE My	COMPRESSIONE			
0 < $\frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		42 < $\frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4			

### 2.1.7 Metodologia di verifica

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

#### 2.1.7.1 Metodo elastico

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

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

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

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto della durata e storia del carico che produce le tensioni. Infatti mentre nel calcestruzzo armato si adotta un coefficiente di omogeneizzazione (n = 15.6) che tiene forfetariamente 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<sub>0</sub> 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).

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti in NTC-08 cap. 4.2. e 4.3 e relativa Circolare.

Nel seguito si effettueranno le verifiche delle sezioni allo sl<sub>u</sub>, compreso lo stato limite di fatica e allo sl<sub>e</sub> per tensioni, fessurazione e deformazione.

## 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:

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

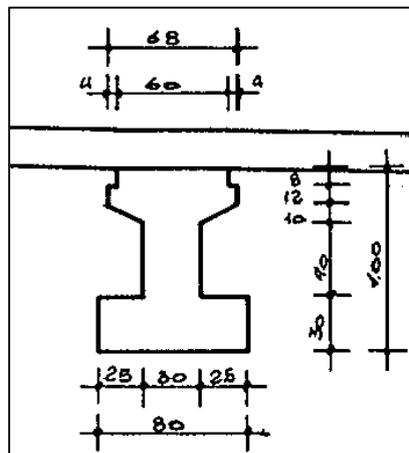
### 2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

Per l'impalcato originario degli anni '60 si è considerata una larghezza di soletta pari all'interasse delle travi. 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 involucri delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, complete dei rispettivi valori concomitanti.

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

### 2.3.4 Analisi delle condizioni sismiche

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### 2.3.5 Metodologia di verifica

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

In particolare, vengono effettuate le seguenti verifiche:

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

## 2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

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

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

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

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

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

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

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

Qualora le verifiche non 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	$\gamma_{Qs}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

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

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

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

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

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
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 frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanent)
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 SU IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

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

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

Il peso 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

Trave di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	4.73
Traversi di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	2.34

###### Impalcato esistente 2004

Trave di primo ampliamento	acciaio	kN/m	4.73
----------------------------	---------	------	------

###### Impalcato esistente 1960

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	13.62
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	5.25

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

La seguente tabella riporta il peso su unità di superficie della soletta in c.a. per le diverse porzioni di impalcato considerate.

###### 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, qualora presente, sono trattati in un capitolo specifico.

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

### 3.2.2.2 Cedimenti vincolari

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

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

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

essendo  $l_i$  la lunghezza della campata iesima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{2185}{10000} = 0.218 \text{ cm}$$

### 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	2100	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mmq	525000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0.7	
εc0	%	-0.255	deformazione da ritiro per essiccamento in %
εcd,∞	%	-0.179	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento
ts	giorni	28	età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
βds(t-ts)		0.98	
εcd	%	-0.17	deformazione per ritiro da essiccamento
εca,∞	%	-0.0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
εca	%	-0.0000625	deformazione per ritiro autogeno
εcs	%	-0.17	deformazione totale per ritiro
n		15.6	coefficiente di omogenizzazione
e	mm	340	
Ned	kN	-1230,9	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio

Med	kNm	-418,5	
-----	-----	--------	--

Il ritiro genera nella sezione composta uno stato di pressoflessione in cui lo sforzo normale è pari a

$$N_{ed} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot A_c \cdot E_s}{n}$$

e il momento flettente

$$M_{ed} = N_{ed} \cdot e$$

essendo  $e$  l'eccentricità dello sforzo normale rispetto al baricentro della sezione.

Il ritiro è stato considerato solo nella soletta di progetto, 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
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t0,T	giorni	28	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
$\alpha$		1	con $\alpha=1$ $t=t_0,T$
t0		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$\beta(t_0)$		0,49	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
$\beta(f_{cm})$		2,56	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
$\phi_{RH}$		1,25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
$\phi_0$		1,57	coefficiente nominale di viscosità
$\beta_H$		1359,70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359,70	valore da considerare
$\beta_c(t-t_0)$		0,98	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
$\phi(t-t_0)$		1,53	coefficiente di viscosità
E28		35781,00	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 LATO SUD

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	$^{\circ}C$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$1/^{\circ}C$	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	2100	2100
altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = hc beff$	mmq	525000	525000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3220	-3864
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	225	225
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	725	-870

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

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

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

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.

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	$^{\circ}C$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$1/^{\circ}C$	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	2250	2250
altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	562500	562500
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3450	-4140
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	225	225
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	776	-932

### 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 temica lineare nella sezione in c.a. si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione.

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	$^{\circ}C$	15	-8
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$1/^{\circ}C$	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000096
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-3,27
larghezza efficace soletta	beff	mm	2742	2742
altezza soletta	hc	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = hc \text{ beff}$	mmq	548300	548300
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3363	-1794
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	300	300
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1009	-538

### **3.2.3.2 Azione del vento**

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

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

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

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

- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- $v_0$ : 25,00 m/s
- $a_0$ : 750,00 m
- $k_s$ : 0,45
- $a_s$ : 54 m
- $ca$ : 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 sopravento.

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:  $h_T=1,00\text{m}$  e  $d = 3,00\text{m}$  (condizione più gravosa)

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 3,00$  per cui il valore interpolato vale  $\mu = 0,47$  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 assumendo, come prescritto dalla norma, nel caso di ponte carico un'altezza convenzionale dei veicoli pari a 3 metri.

Condizione di carico	Pressione del vento [Kn/m <sup>2</sup> ]	Altezza trave [m]	Altezza impalcato [m]	Altezza parete traffico [m]	Altezza totale [m]	Risultante H [KN/m]	Braccio della forza H [m]	Momento torcente [kNm/m]
Ponte scarico	1.50	1.00	0.25	1.60	2.85	4.28	0.80	3.43
Ponte carico	1.50	1.00	0.25	3.00	4.25	6.38	1.50	9.57

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	3	6,75	45,56	3,43	0,17	1	3	6,75	45,56	9,57	0,49	
2	3	3,75	14,06		0,10	2	3	3,75	14,06		0,27	
3	3	0,75	0,56		0,02	3	3	0,75	0,56		0,05	
4	2,4	-2,25	5,06		-0,06	4	2,4	-2,25	5,06		-0,16	
5	2,1	-4,65	21,62		-0,12	5	2,1	-4,65	21,62		-0,34	
6		-6,75	45,56		-0,17	6		-6,75	45,56		-0,49	
			132,44							132,44		

### 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.

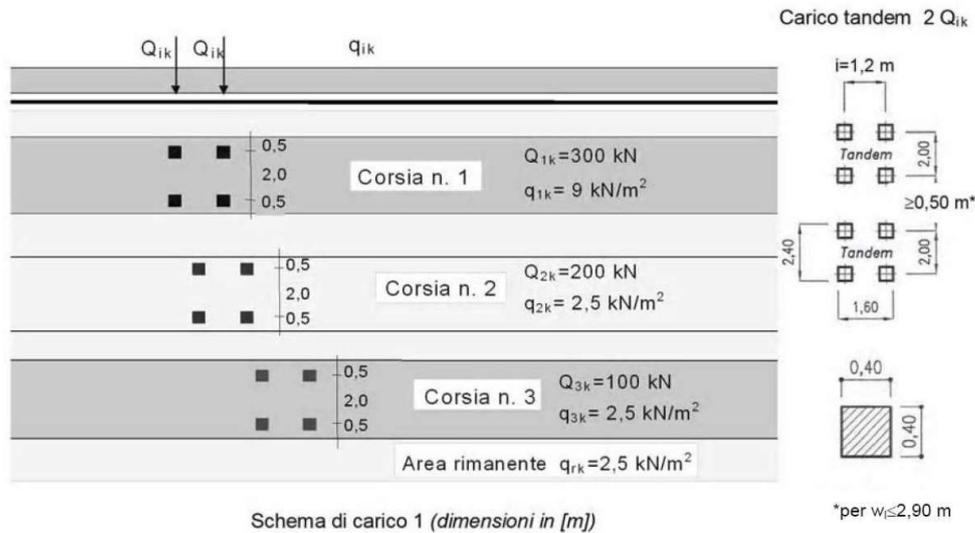


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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 mezzeria campata e asse appoggi.
- Le disposizioni trasversali di carico sulla carreggiata dell’impalcato sono riconducibili, in funzione della larghezza effettiva della carreggiata, alle configurazioni riportate nella figura seguente.

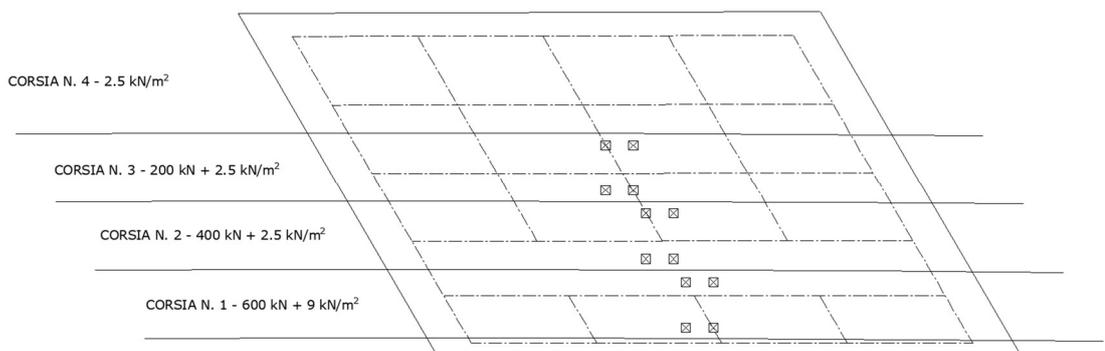
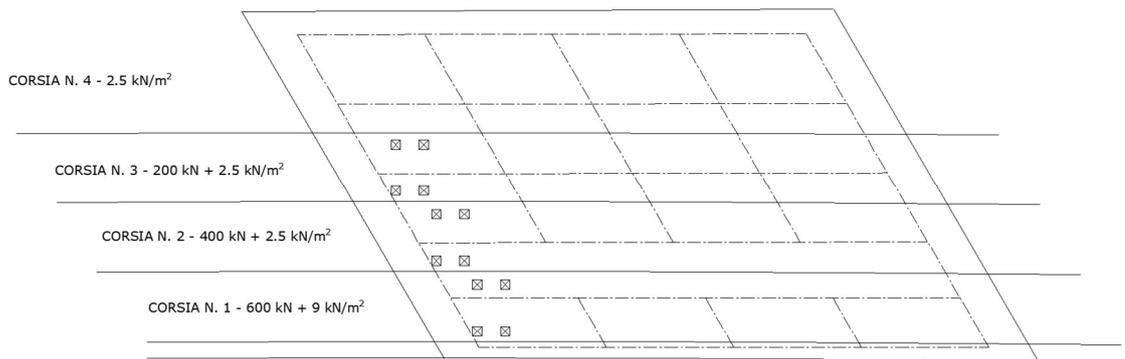


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto



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

• **Azioni di frenatura**

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

**5.1.3.5 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.

<b>Azione di frenatura</b>		
Q1k	Kn	300
q1k	Kn/mq	9
L	m	21,83
wl	m	3
q3	Kn	418.9
n (travi su cui ripartire)	-	2
q3 su trave = q3/(n*L)	Kn/m	9.6

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

• **Azione centrifuga**

L'impalcato si trova su un tratto rettilineo, per cui l'azione centrifuga non è presente.

• **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 ( $0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}$ ) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

• **Schemi di carico per verifiche locali**

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

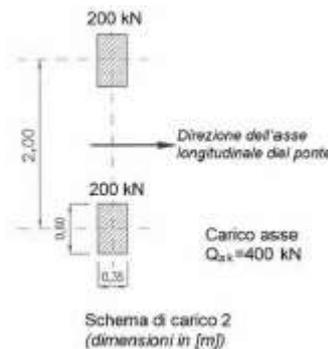


Figura 3-6. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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

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

• **Veicolo FLM3 per carichi a fatica**

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

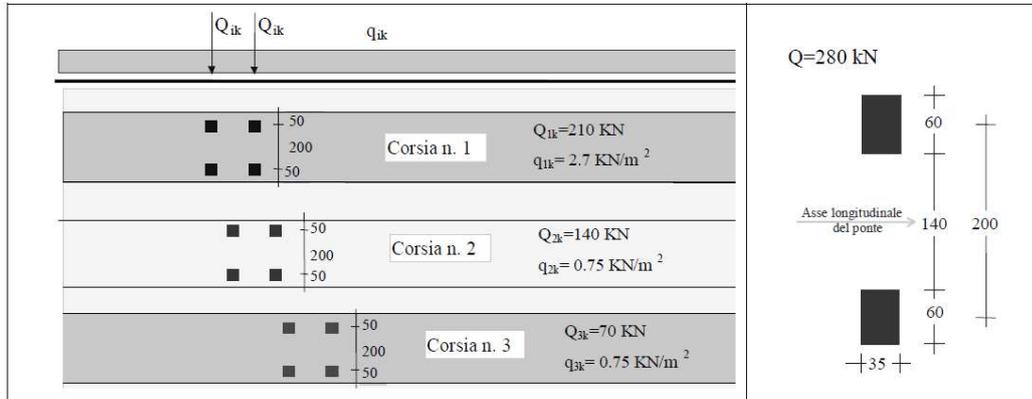


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

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

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

### 3.2.3.4 Urto di veicolo in svio

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

[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d’insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$  e  $h_2$ , dove  $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0.10\text{m})$  e  $h_2 = 1.00\text{ m}$ . 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.

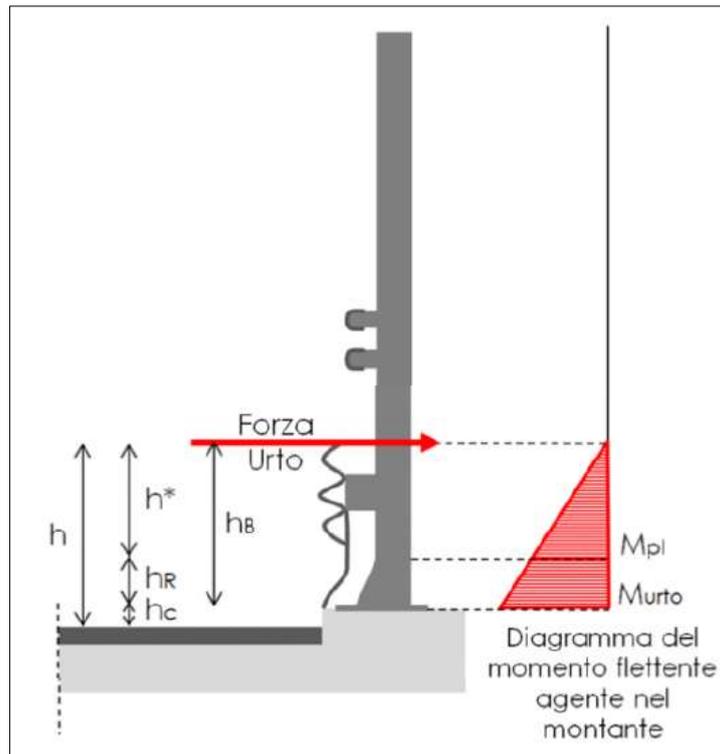


Figura 3-8. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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.

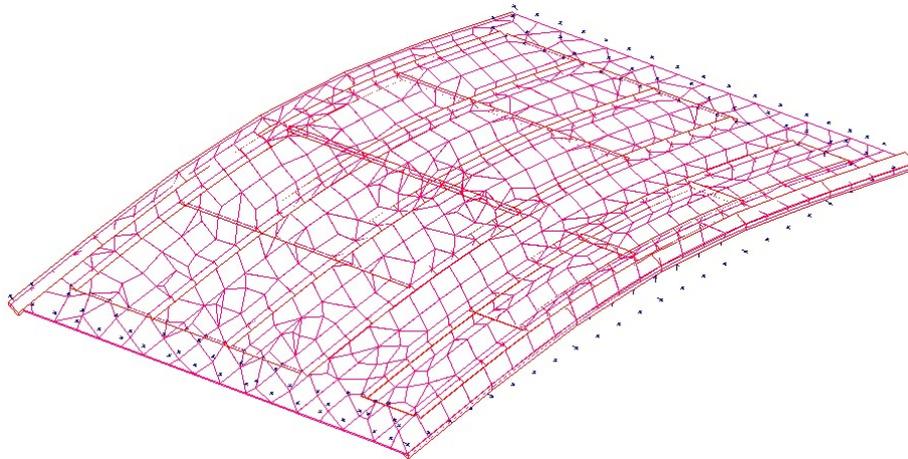


Figura 3-10. Esempio deformata per modo di vibrare verticale ( $T=0.456s$ )

### 3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

#### 3.3.1 Carichi permanenti strutturali

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

#### 3.3.2 Carichi permanenti non strutturali

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

#### 3.3.3 Spinta del terreno

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

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

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

#### 3.3.4 Sovraccarico accidentale

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

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

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

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

Il sovraccarico accidentale utilizzato per la verifica del 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.

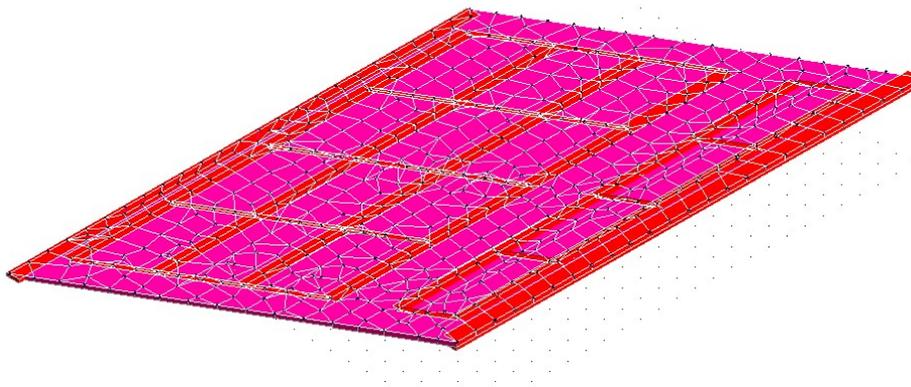


Figura 4-1. Modello FEM

##### 4.1.1.1 Analisi del modello

I carichi esplicitati nel § 3 sono stati inseriti nel modello attraverso elementi “pannello” per la fase 1 e come carichi agenti sulle travi e sugli shell per le fasi 2 e 3.

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

##### 4.1.1.2 Combinazioni di carico

Si riportano le combinazioni di carico per le tre fasi di analisi successivamente trattate.

FASE 1	
Azione	$\gamma G$ o $\gamma Q$
Peso strutturale	1.35
Peso non strutturale	0.00

FASE 2	
Azione	$\gamma G$ o $\gamma Q$
Peso strutturale	0.00
Peso non strutturale	1.35
Ritiro	1.20
Cedimenti vincolari	1.20

	FASE 3 STATICA										
Proprio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanente	0	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	0,9
Vento Y+	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	0,9
Vento Y-	0	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0
Traffico distribuito	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01
Tandem M	1,35	0	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01	0	1,01
Tandem V	0	1,35	0	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01	0
Frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,35
Termica uniforme	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	0,9

Proprio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termica lineare	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9	-0,9
Vento Y+	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	1,5	0
Vento Y-	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	1,5
Traffico distribuito	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Tandem M	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0
Tandem V	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01
Frenatura	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
Termica uniforme	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9	-0,9

	FASE 3 SISMICA										
Proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	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	0,2
Tandem M	0,2	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	0
Sisma X	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	0,3	0,3
Sisma Y	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1	1	-1
Sisma Z	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3

Proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	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	0,2
Tandem M	0,2	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	0
Sisma X	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3
Sisma Y	-1	1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3
Sisma Z	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1	1	-1

Proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	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	0,2
Tandem M	0,2	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Tandem V	0	0	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Sisma X	-0,3	-0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3
Sisma Y	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1
Sisma Z	1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3

Proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	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	0,2
Tandem M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Tandem V	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Sisma X	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Sisma Y	1	-1	-1	1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3
Sisma Z	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1

Proprio	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1
Traffico distribuito	0,2	0,2	0,2	0,2
Tandem M	0	0	0	0
Tandem V	0,2	0,2	0,2	0,2
Sisma X	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
Sisma Y	0,3	0,3	-0,3	-0,3
Sisma Z	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.

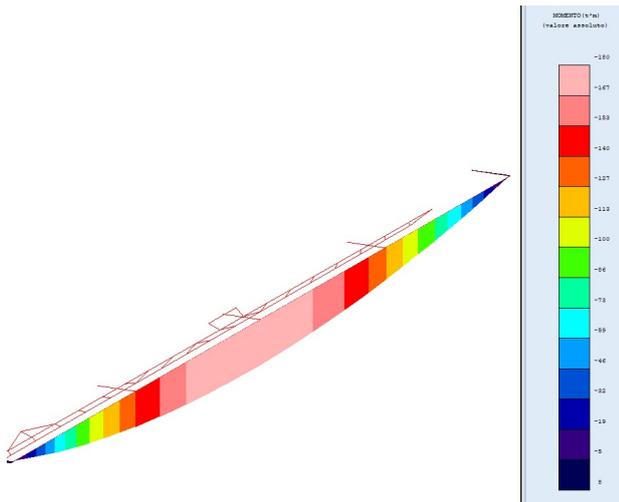


Figura 4-2. Involuppo Mx [tm]

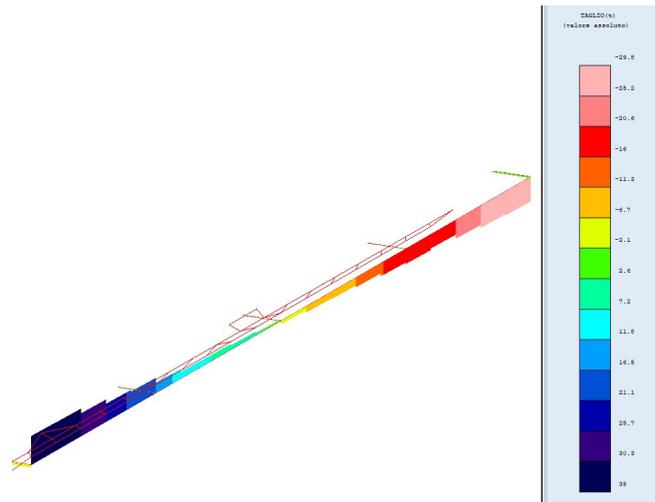


Figura 4-3. Involuppo Ty [t]

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

Wy	f <sub>yk</sub>	y <sub>m1</sub>	E	G	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	L <sub>cr</sub>
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
19972	3550	1,05	2060000	824000	144026	2665	236239106	2183
α <sub>LT</sub>	λ <sub>LT,0</sub>	β	Ψ	kc				
-	-	-	-	-				
0,49	0,20	1,0	1,75	0,94				
M <sub>cr</sub>	λ <sub>LT</sub>	Φ <sub>LT</sub>	f	χ <sub>LT</sub>	>>>	M <sub>brd</sub>	>	Med
kgcm	-	-	-	-		kNm		kNm
44340084	1,265	1,560	0,983	0,411		2776		1804

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 e, quindi, contribuisce insieme alla trave in acciaio alla resistenza alle azioni. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio.

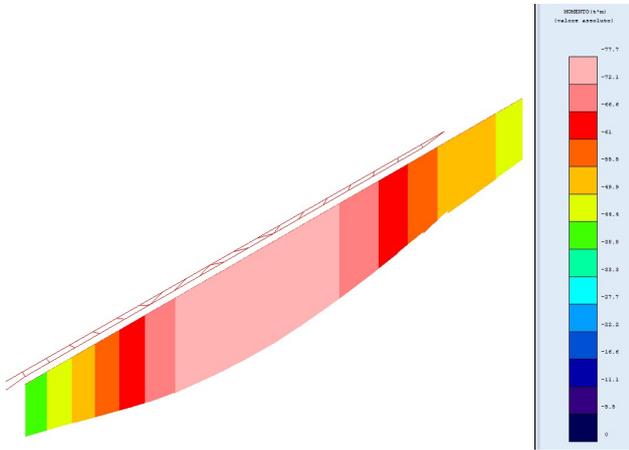


Figura 4-4. Involuppo Mx [tm]

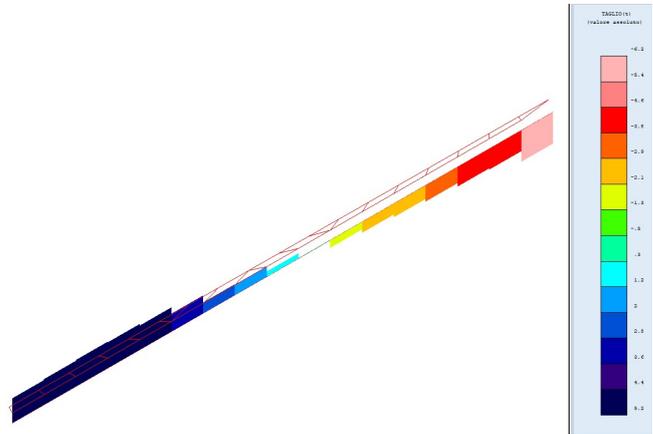


Figura 4-5. Involuppo Ty [t]

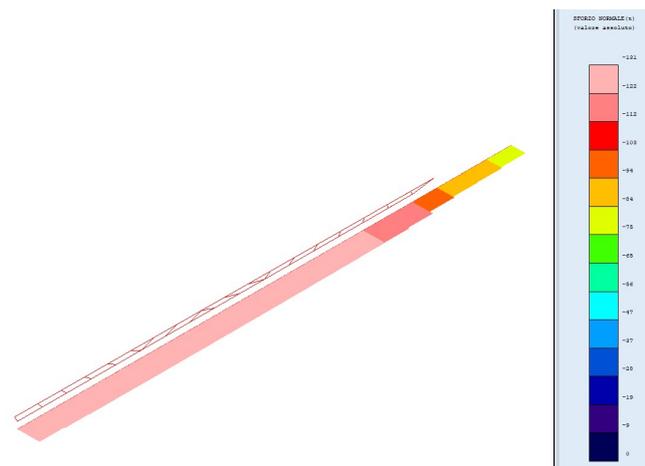


Figura 4-6. Involuppo N [t]

• **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:

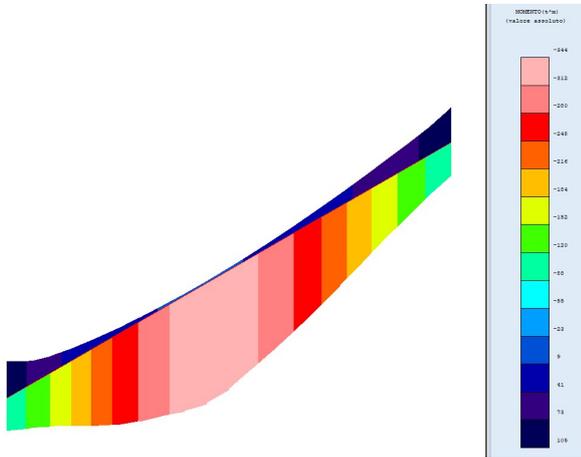


Figura 4-7. Involuppo Mx[tm]

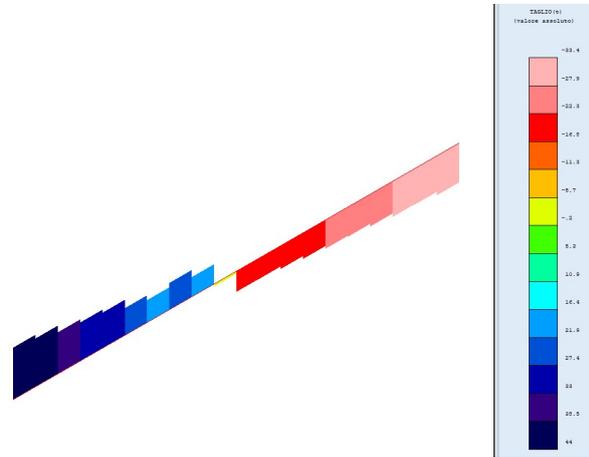


Figura 4-8. Involuppo Ty [t]

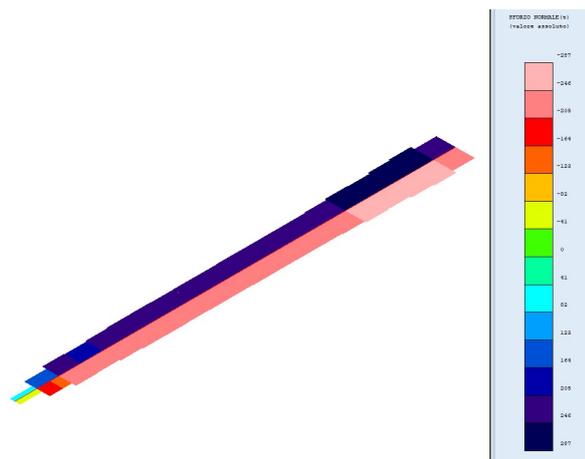


Figura 4-9. Involuppo N [t]

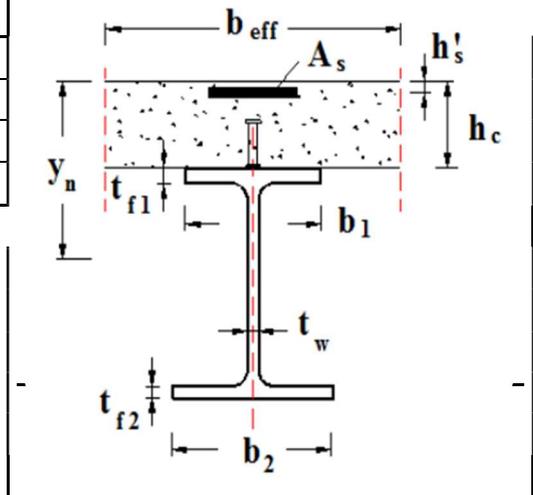
Le sollecitazioni calcolate utilizzando le combinazioni sismiche risultano nettamente inferiori a quelle suindicate e pertanto si procede alla verifica della trave principale considerando la somma delle sollecitazioni delle fasi 1, 2 e 3A.

• **Verifica della trave principale**

Si verifica la trave principale a sezione mista che risulta più sollecitata. In particolare, per la verifica a tensioni normali (presso-flessione) si sommano gli stati tensionali dovuti alle singole condizioni di carico, quest'ultime raggruppate nelle fasi di carico. Le azioni taglianti vengono tutte attribuite alla sola trave di acciaio.

Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati								
Calcestruzzo			Acciaio barre			Acciaio profilati		
Classe		C35/45	Tipo		B450C	Tipo		S355
Rck	Mpa	45	$\gamma_s$		1.15	$\gamma_{M0}$		1.05
$\gamma_c$		1.5	Es	Mpa	210000	$\gamma_{M1}$		1.05
Ec	Mpa	34077.1462	fyk	Mpa	450	$\gamma_{M2}$		1.25
$\alpha_{cc}$		0.85	fyd	Mpa	391.3	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	2100
tf1	mm	40	h's	Mm	40
tf2	mm	40	As	Mmq	3556
h	mm	850			
tw	mm	16			
g	Kg/m	473.5			
A	cmq	603.2			
ly	cm4	848831			
lz	cm4	144026			
Wpl,y	cm3	21812			



Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	1804	350	0
2	774	62	1284
3A	3439	440	2863
<b>totale</b>	<b>6017</b>	<b>852</b>	<b>4147</b>

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale presso flessione		Tensione di calcolo	
n	0	15,6	6,2				n
yn [mm]	425	462,1	346,3				yn [mm]
Aid [cm <sup>2</sup> ]	603,2	15214,7	9210,3				Aid [cm <sup>2</sup> ]
Iid [cm <sup>4</sup> ]	848831	1585555	1992712				Iid [cm <sup>4</sup> ]
σ <sub>c</sub> [MPa]	0	-2,29	-12,75	-15,04	<	-19,83	σ <sub>c</sub> [MPa]
σ <sub>s</sub> [MPa]	0	-33,77	-72,17	-105,94	<	391,30	σ <sub>s</sub> [MPa]
σ <sub>as</sub> [MPa]	-90,3	-23,57	-35,87	-149,74	<	338,10	σ <sub>as</sub> [MPa]
σ <sub>ai</sub> [MPa]	90,3	44,27	149,27	283,84	<	338,10	σ <sub>ai</sub> [MPa]

Verifica a flessione e taglio

Verifica a flessione e taglio		
V <sub>ed</sub>	kN	852 taglio sollecitante di calcolo
V <sub>rd</sub>	kN	2405 taglio resistente di calcolo
V <sub>ed</sub> /V <sub>rd</sub>		0.354 < 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	770	altezza dell'anima
t <sub>w</sub>	mm	16	spessore dell'anima
d/t <sub>w</sub>		48,125	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
η		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48,125 < 48.60	rapporto limite anima non irrigidita

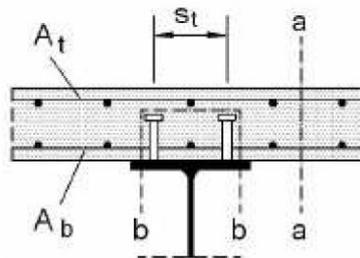
**4.1.2.2 Progetto connettori**

Il 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	11802	Massima compressione soletta
Va	kN	20394	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	11802	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	21,83	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		54	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	404	passo connettori massimo

Verifica armatura trasversale della soletta

La soletta è armata con rete 1φ18/15 cm, maggiore del valore minimo pari a  $0,002 \times A_c = 0,002 \times 250 \times 1000 = 500$  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	852.00	
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

FASl	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	80,6	31,3	0
2	91,8	6,3	346
3	158,5	72,2	2780
<b>totale</b>	<b>330,9</b>	<b>109,8</b>	<b>3126</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	3126000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	330900000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0,00	Momento flettente sollecitante di calcolo
$\gamma M1$		1,05	
A	mmq	34140	area della profilato
L	mm	2100	lunghezza libera di inflessione
fyk	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
Wy	mmc	7148000	modulo di resistenza elastico
Wz	mmc	492300	modulo di resistenza elastico
Iy	mm4	3037900000	momento di inerzia
Iz	mm4	73840000	momento di inerzia
Ncr y	N	1427755772	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	34703409	Sforzo normale critico euleriano
$\lambda y$		0,09	
$\lambda z$		0,59	
$\alpha y-y$		0,34	
$\alpha z-z$		0,49	
$\phi y-y$		0,49	
$\phi z-z$		0,77	
$\chi y-y$		1,0384	
$\chi z-z$		0,7907	
$\chi \min$		0,7907	
Verifica		0,480	

TRAVERSO		
Verifica a flessione e taglio		
Ved	kN	109,8
Vrd	kN	2467
Ved/Vrd		0,045 < 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.

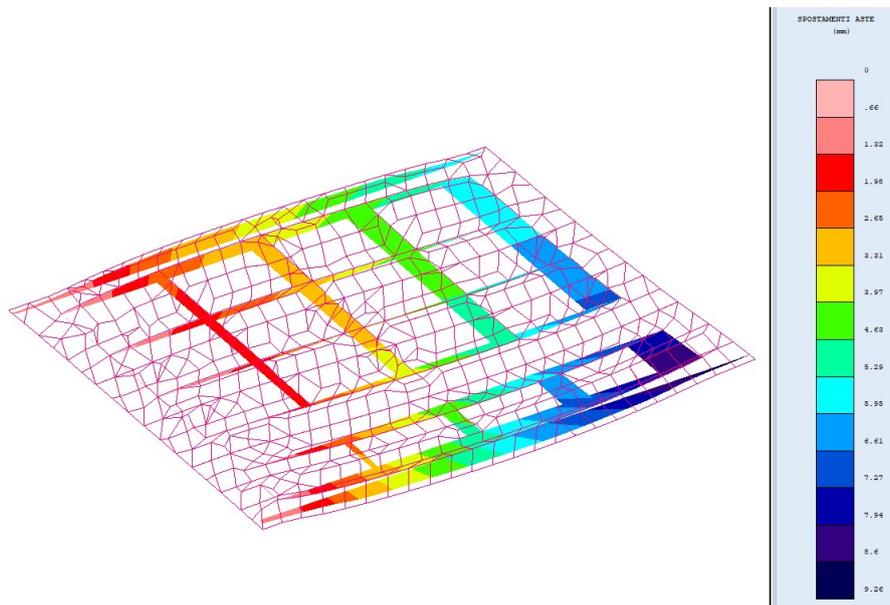
d	mm	790	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		49,375	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
□		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48,82	rapporto limite anima non irrigidita
E' necessario verificare ad instabilità l'anima			
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$		48,60	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	21000	lunghezza della trave
kt		5,35	
fyw	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
s E		77,94	
t cr	MPa	416,62	
λw		0,70	
gM1		1,10	
χw		1,20	
Vba,Rd	kN	2826	resistenza all'instabilità per taglio
Ved	kN	109,8	taglio sollecitante di calcolo

#### 4.1.2.4 Appoggi e giunti

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

Spostamento orizzontale per deformazioni termiche		
α	C° <sup>-1</sup>	0.000012
ΔT	C°	30
L	mm	21830
ΔL	mm	7.859

Il risultato è confermato dal modello di calcolo, in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica (Smax=9.26mm) :



Le massime azioni in combinazione SLU trasmesse agli appoggi valgono:

Azione verticale	1604 kN
Azione longitudinale	1292 kN
Azione trasversale	565 kN

#### 4.1.2.5 Verifica di deformabilità

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

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

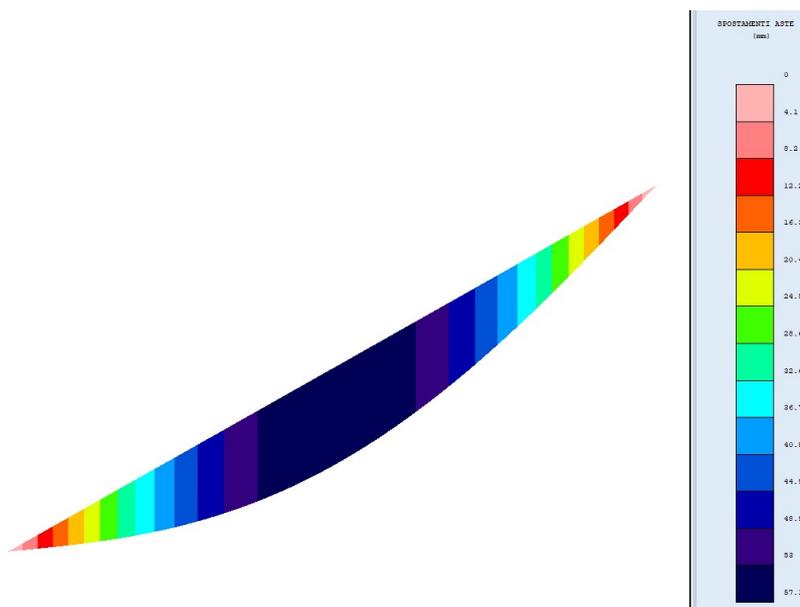


Figura 4-10. Deformazione  $\delta_1$  (carichi permanenti)

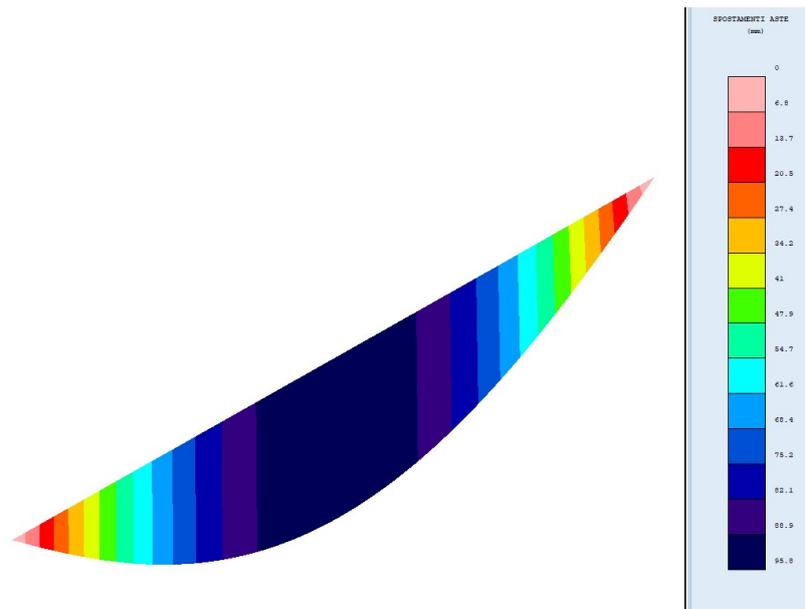


Figura 4-11. Deformazione totale  $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$  (carichi permanenti più variabili)

Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	96	
Deformazione $\delta_2$	mm	96-57,1=38,9	< L/300 = 72,7 mm
Contromonta $\delta_c$	mm	40	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	96-40=54	< L/250 = 87,3 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.

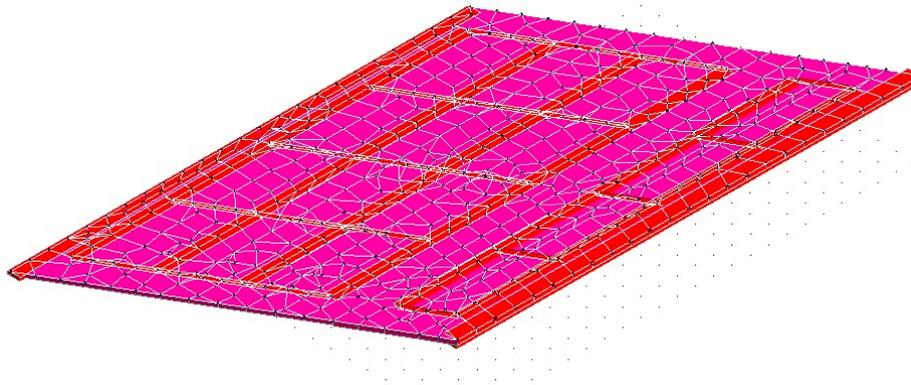


Figura 11 - Modello FEM

#### 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:

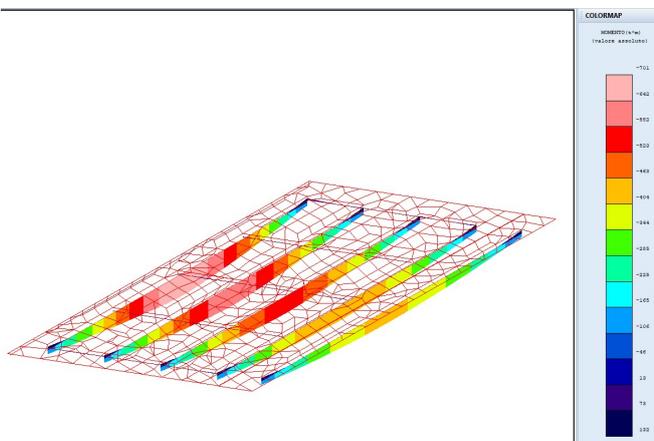


Figura 12 - Involuppo  $M_x$  [tm]

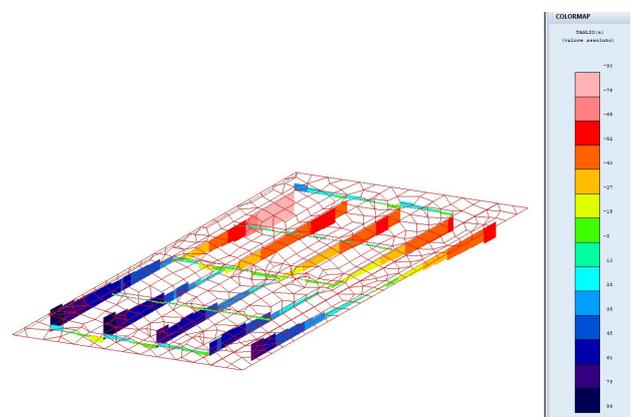


Figura 13 - Involuppo  $T_y$  [t]

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

<b>Cadute di tensione per rilassamento (NTC2018 §11.3.3.3)</b>		
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

<b>Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo</b>			
T =	507,74	kN	tiro iniziale del cavo equivalente
$A_{trefoli}$ =	4,62	cmq	area trefoli
$A_{trave}$ =	5450,00	cmq	area trave c.a.p.
$JG_{trave}$ =	6,400E+06	cm4	momento inerzia trave c.a.p.
$e_{trefoli}$ =	40	cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
k =	2,36		$(1 + e^2 / JG_{trave} \times A_{trave})$
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-clc
$\Delta\sigma_p$ =	13,05	MPa	caduta di tensione per deformazione elastica

<b>Cadure di tensione per ritiro (NTC2018 §11.2.10.6)</b>						
<i>Tabella 11.2.Va – Valori di <math>\epsilon_{c0}</math></i>						
$f_{ck}$	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
<i>Tabella 11.2.Vb – Valori di <math>k_h</math></i>						
$h_0$ (mm)		$k_h$				
100		1,0				
200		0,85				
300		0,75				
$\geq 500$		0,70				

Ac =	5450	cmq	area trave
u =	280	cm	perimetro esposto all'aria
h0 =	38,9	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2Ac / u$
kh =	1		
UR =	80	%	umidità relativa
$\epsilon_{co}$ =	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{cd,inf}$ =	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.
fck	38,86	Mpa	
$\epsilon_{ca,inf}$	0,000072		deformazione da ritiro autogeno
$\epsilon_{cs}$	0,000312		deformazione totale da ritiro
Ep =	205000	MPa	modulo elastico trefoli
$\Delta\sigma_p$ =	63,99	MPa	caduta di tensione per ritiro

**Caduta di tensione per fenomeni viscosi (NTC2008 §11.2.10.7)**

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

$t_0$	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ 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 =	5450	cmq	area trave
u =	280	cmq	perimetro esposto all'aria
h0 =	38,9	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 cls a quota cavo equivalente
$\Delta\sigma_p =$	96,6	Mpa	caduta di tensione dovuta alla viscosità = $\phi \times n \times \sigma_{c,el}$

<b>Cadute di tensione totali</b>		
Rilassamento	62,78	MPa
Def. elastica	13,05	MPa
Ritiro	63,99	MPa
Viscosità	96,6	MPa
<b>Cadute totali</b>	<b>236,42</b>	<b>MPa</b>
Rapporto cadute/tiro iniziale	21,49%	

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 relativamente alla carreggiate lato nord, sono state oggetto di rinforzo strutturale realizzato con la sovrapposizione di due strisce di fibre unidirezionali di carbonio A.R. 400 gr/m2 largo 0.70 m posti longitudinalmente e di strisce di fibra unidirezionale di carbonio A.R. 300 gr/m2 largo 0.500 m poste trasversalmente

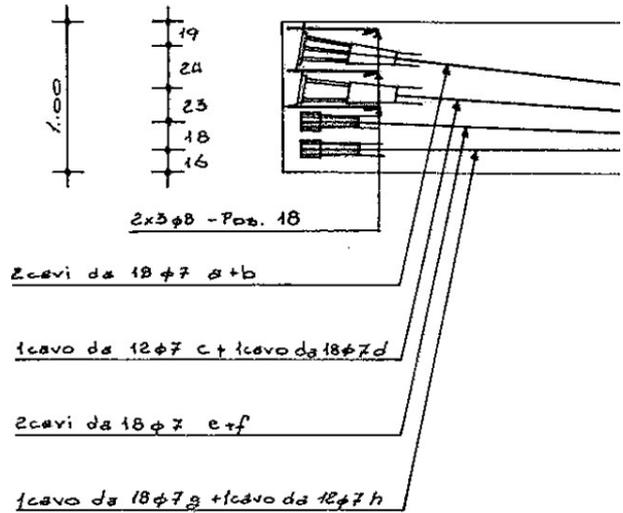
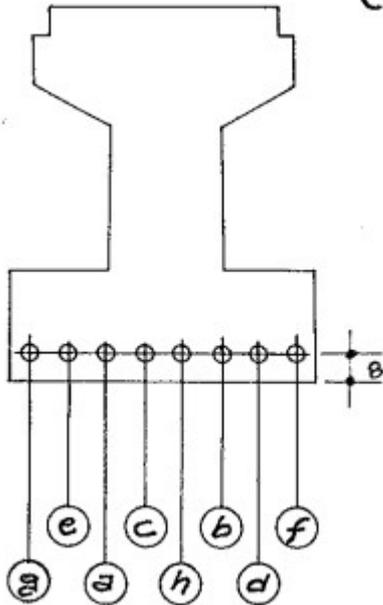
A vantaggio di sicurezza le verifiche delle sezioni esistenti vengono condotte escludendo il contributo relativo al rinforzo.

Verifica a Flessione

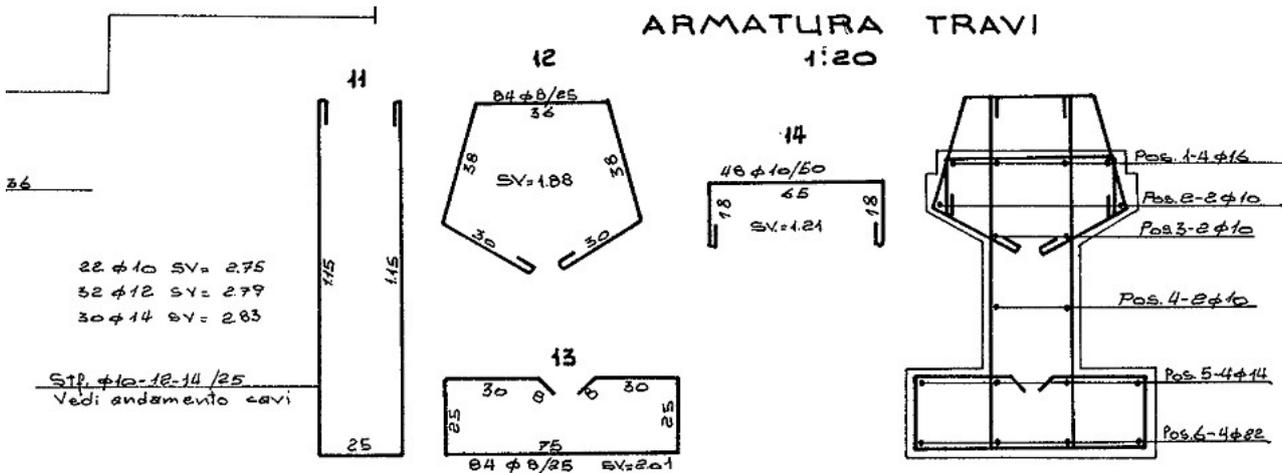
Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata. Il momento massimo è pari a  $M_{ed}=7010$  kNm.

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzera dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 8 cavi costituiti da 12 $\phi$ 7 e 18 $\phi$ 7 mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da 4 $\phi$ 20 e 4 $\phi$ 14.

SEZIONE IN MEZZERIA  
 (1:20)



ARMATURA TRAVI  
 1:20



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

**N° Vertici**  **Zoom** **N° barre**  **Zoom**

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15.21	0	4
2	6.16	0	24

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

**N<sup>e</sup>** Ed   kN  
**M<sup>x</sup>** Ed   kNm  
**M<sup>y</sup>** Ed

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{c1}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c1}$   N/mm<sup>2</sup>

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

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

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{sc}$ [MPa]
1	50.77	0	8	850

**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>

**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**

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

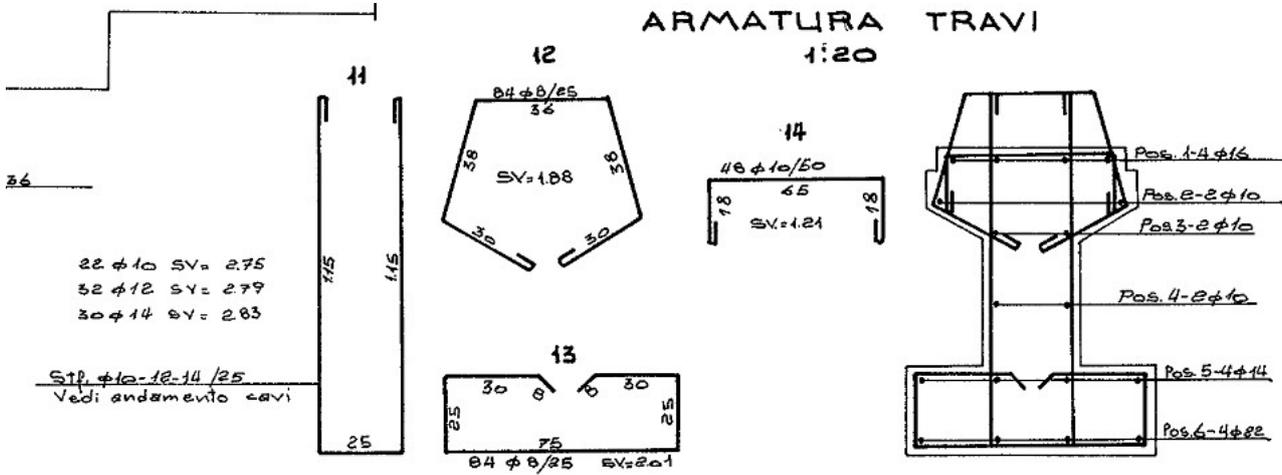
Precompresso

Figura 14 Momento resistente in campata

Il massimo momento resistente è pari a  $M_{rd}=7295$  kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

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



DATI SEZIONE

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

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
38.86	236.54

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm <sup>2</sup> ]	n	$\alpha$ [°]	s [cm]
3.07	2	90	25
cot $\theta$ [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]	Vrd [t]
2,5	208.02	75.38	75.38

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 753.58 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=900 kN. La verifica non è soddisfatta per cui si procede con il rinforzo a taglio mediante l'utilizzo di FRP da 400 g, applicato a U per l'intera altezza della trave e vincolato con opportuni connettori meccanici per garantire l'ancoraggio avente i seguenti valori:

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

in accordo al CNR – DT 200:

tf	0.225	mm	spessore equivalente
bf	200	mm	base rinforzo
pf	200	mm	Passo rinforzo (disposto in continuità)
f <sub>fk</sub>	2800.0 0	MPa	resistenza caratteristica del rinforzo di FRP
E <sub>f</sub>	230000	MPa	modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP
ε <sub>fk</sub>	0.012	-	Deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo di FRP
k <sub>G</sub>	0.037		
bf/b	0.077		
k <sub>b</sub>	1.18		
Γ <sub>fd</sub>	0.673	N/mm	valore di progetto dell'energia specifica di frattura
f <sub>bd</sub>	5.38	MPa	
γ <sub>rd</sub>	1.25	-	
l <sub>ed</sub>	200.0	mm	lunghezza ottimale di ancoraggio
γ <sub>fd</sub>	1.20	-	
f <sub>fd</sub>	977.4	MPa	Resistenza di progetto al distacco del rinforzo di modo1
l <sub>b</sub>	200	mm	lunghezza di ancoraggio possibile
f <sub>fd,ri</sub> d	977.4	MPa	Resistenza di progetto ridotta al distacco del rinforzo di modo1
k <sub>G,2</sub>	0.1	mm	
k <sub>q</sub>	1.25	-	1,25 carichi distribuiti, 1 altri casi
η <sub>a</sub>	0.85	ambiente aggressivo	
γ <sub>Rd</sub>	1		flessione 1, taglio 1,2, confinamento 1,1
γ <sub>f</sub>	1.2		
f <sub>fed</sub>	914.5	MPa	Tensione efficace di calcolo
V <sub>rdf</sub>	887.36	kN	Contributo al taglio resistente della fibra
V <sub>rd</sub>	1641.1	kN	V <sub>Rd</sub> = min {V <sub>Rcd</sub> , V <sub>Rds</sub> + V <sub>fd</sub> }

• **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 relativamente alla carreggiate lato nord, sono stati oggetto di rinforzo strutturale realizzato con la sovrapposizione di due lamelle in fibra di carbonio larghezza/spessore 100/1.2 poste longitudinalmente per il rinforzo a flessione e di uno strato di fascia trasversale di fibra di carbonio L=2.30 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  $M_{ed}=228$  kNm.

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

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.09	5
2	1.57	85
3	1.57	60

Armadura Precompressione

N° strati cavi 2 Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	$\sigma_{sp}$ [MPa]
1	4.62	40	850
2	4.62	75	850

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M<sub>xRd</sub> 640.8 kNm

Materiali B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  279.53 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  30.86 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.398 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829 N/mm²

$\sigma_c$  -30.86 N/mm²  
 $\sigma_s$  279.5 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  17.3 ‰  
 d 85 cm  
 x 14.3 x/d 0.1683  
 $\delta$  0.7504

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

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

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

Precompresso

Tipo cavo Trefolo

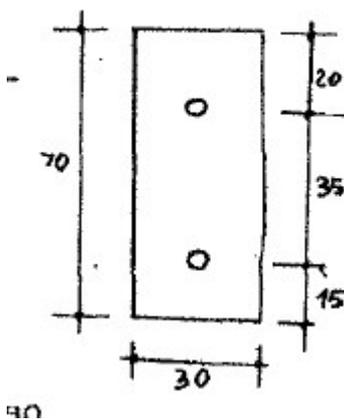
$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  
 $f_{yd}$  1220 N/mm²  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  6.1 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  1080 N/mm²

$\sigma_{sp}$  1.220 N/mm²  
 $\epsilon_{sp}$  19.1 ‰ compressa predef.

Il massimo momento resistente è pari a  $M_{rd}=640,80$  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.



staffe trasversali intermedi:

posizione	numero
in sinistra Pos 32	12
in destra " 32	12

**DATI SEZIONE**

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

**DATI MATERIALE**

fcd [MPa]	fyd [MPa]
30.86	279.53

**DATI ARMATURA A TAGLIO**

Asw [cm <sup>2</sup> ]	n	α [°]	s [cm]
2.26	2	90	45
cotθ [°]	Vrcd [kN]	Vrsd [kN]	Vrd [kN]
2,5	122.1	40.31	→ 40.31

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 403,10 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=272 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 γ=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 mezzzeria 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	95,22 kNm
Momento resistente all'appoggio	86,11 kNm

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

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

Titolo: **Soletta 90t esistente in mezzeria**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	20	1	18,38	2
			2	20,42	18

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

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Materiali: Aq50 CA400

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 278,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm<sup>2</sup> 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/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,7333  
 τ<sub>c1</sub>: 2,114

M<sub>xRd</sub>: 95,22 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -22,13 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 278,3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 24,11 ‰  
 d: 18 cm  
 x: 2,282 x/d: 0,1268  
 δ: 0,7

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

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

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

Titolo : Soletta 90t esistente all'appoggio

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	18,38	2
			2	20,42	18

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

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

Precompresso

Materiali: Aq50 CA400

E <sub>su</sub> 67,5 ‰	E <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 278,3 N/mm²	E <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
E <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> -86,11 kNm

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> 25,36 ‰  
 d 18 cm  
 x 2,183 x/d 0,1213  
 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>	617,70	F <sub>yd</sub>	338,09
TRAVERSO	F <sub>yd</sub>	543,98	F <sub>yd</sub>	338,09

La resistenza di snervamento di calcolo della trave e del traverso sono superiori rispetto a quelle definite dalla Normativa.

Considerato che le caratteristiche dei materiali dell'ampliamento 2004 risultano maggiori di quelle dei materiali di nuova realizzazione, e che le dimensione geometriche della trave (600x850) di primo ampliamento risulta analoga all'ampliamento in progetto, si omette la verifica dell'esistente 2004.

## 5 ANALISI SPALLE

### 5.1 DESCRIZIONE GENERALE

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

Data la particolare configurazione geometrica delle spalle, le analisi vengono condotte sia in direzione trasversale che longitudinale.

## 5.2 CRITERI DI MODELLAZIONE

### 5.2.1 Strutture di nuova realizzazione

L'analisi strutturale delle spalle viene condotta con modelli tridimensionali agli elementi finiti e/o con schemi di calcolo bidimensionali semplificati.

L'interazione tra i pali 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 pali / 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 pali / 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 Rampa Interconnessione per ciascun palo di fondazione DN1000 risulta  $K_{vert} \cong 650000$  kN/m e  $K_{orizz} \cong 200000$  kN/m.

Le reazioni vincolari sui pali / micropali che si ottengono dalla modellazione ad elementi finite sono generalmente inferiori alle sollecitazioni in testa ai pali / micropali che si ottengono dall'analisi condotta con il programma di calcolo GROUP: questo perché tale programma, utilizzando parametri di modellazione del comportamento dei pali / 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 pali/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'avanzattera ottenute dall'analisi elastica lineare condotta con i programmi di calcolo ad elementi finiti risultano generalmente 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'avanzattera vengono condotte, oltre che con riferimento ai risultati dell'analisi ad elementi finiti, anche con riferimento alla massima azione trasmessa dal palo/micropalo più caricato valutata con il programma GROUP.

Per gli altri elementi delle sottostutture (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 sud (quella per la quale era previsto un 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. 17/01/2018).

I pali tipo FRANKI (DN 500 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 SPALLA LATO RIMINI AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

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

#### 5.3.1 Geometria di verifica

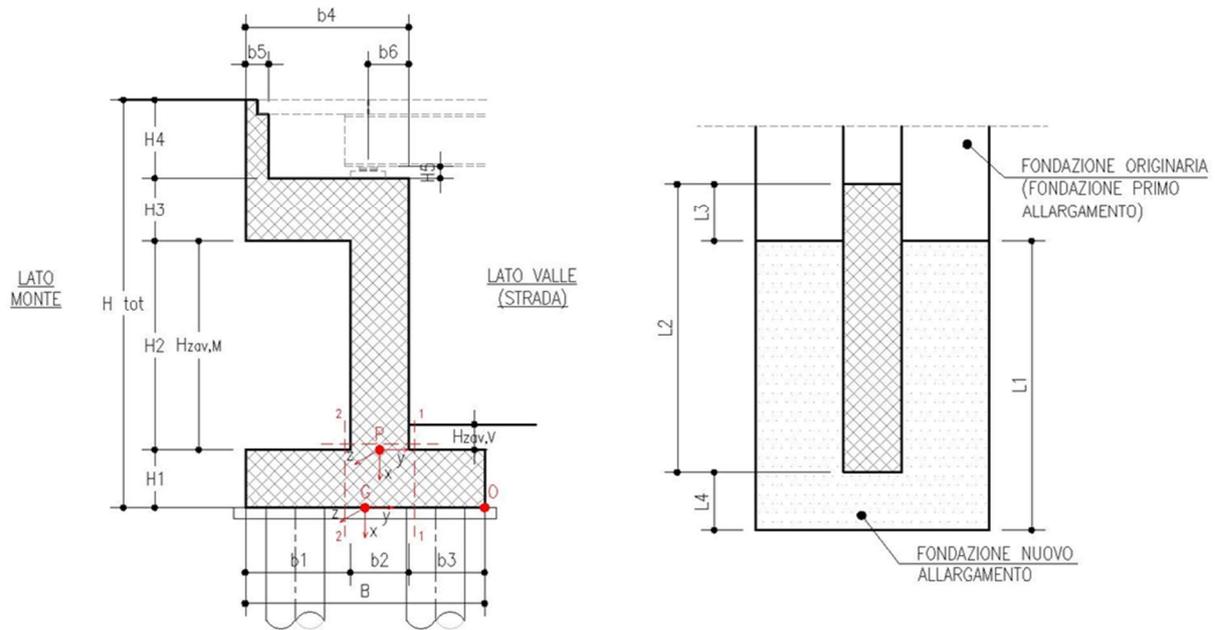
Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle dell'allargamento 2.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		INDIRETTA	
DIREZIONE	RIMINI	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
<b>Geometrie delle sottostrutture in ampliamento</b>					
L1		2.30	[m]	Larghezza zattera	
L2		2.30	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		7.20	[m]	Lunghezza zattera	
b1		2.00	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		5.20	[m]	Spessore paramento	
b3		0.00	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		5.20	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.35	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.45	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>		9.10	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		5.80	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.70	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.60	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.30	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>zav_M</sub>		8.10	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>		0.60	[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>		30.00	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B <sub>imp</sub>		2.30	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L <sub>imp</sub>		21.80	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n <sub>T</sub>		1.00		Numero travi principali	
i <sub>T</sub>		2.10	[m]	Interasse travi principali	
A <sub>T</sub>		0.06	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale	
L <sub>tr</sub>		2.10	[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>		0.70	[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	

Figura 5-1. Spalle - Dimensioni geometriche

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

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



Caratteristiche dei materiali					
$\gamma_{cls}$		25	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\gamma_{steel}$		78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]		
$\gamma_{pav}$		22	[kN/m <sup>3</sup> ]		
q		20	[kN/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:		<b>Opera 90T (Interconnessione)</b>			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.212	0.304	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	1.62	1.00	0.344
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		$\beta$	1.00		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.344		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_v$	0.172		
<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		
$\psi$	22.58		0.39		
$\varphi$ - M1	35.00		0.61		
$\varphi$ - M2	29.26		0.51		
$k_{AE}$ - M1	0.60				
$k_{AE}$ - M2	0.74				
<u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u>					
		[°]	[rad]		
$\theta$	0.00		0.00		
$\delta$	0.00		0.00		
$\beta$	0.00		0.00		
$\psi$	16.37		0.29		
$\varphi$ - M1	35.00		0.61		
$\varphi$ - M2	29.26		0.51		
$k_{AE}$ - M1	0.47				
$k_{AE}$ - M2	0.58				

### 5.3.2 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per ciascun appoggio 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>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <b>FONDAZIONE</b>		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
<b>Peso Proprio</b>	-7.8	3.15	215	0	-677
<b>Cordolo</b>	-7.8	3.15	28	0	-88
<b>FOA</b>	-7.8	3.15	0	0	0
<b>Guardrail</b>	-7.8	3.15	15	0	-47
<b>Pavimentazione</b>	-7.8	3.15	39	0	-121
<b>Vento</b>	-7.8	3.15	0	0	0
<b>Neve</b>	-7.8	3.15	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-7.8	3.15	545	0	-1718
<b>Tandem 2</b>	-7.8	3.15	3	0	-8
<b>Distribuito</b>	-7.8	3.15	143	0	-451
<b>Frenatura</b>	-7.8	3.15	0	29	-229
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-7.8	3.15	0	15	-116
<b>Sisma dir. oriz.</b>	-7.8	3.15	0	261	-2039
<b>Sisma dir. vert.</b>	-7.8	3.15	75	0	-235

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

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa di confronto fra le azioni sugli appoggi trasmesse dall'impalcato nel modello FEM e quelle ottenute dall'analisi semplificata sopra descritta ed utilizzata nel seguito per l'analisi e la verifica della spalla.

C.C.	Descrizione
1	Peso proprio (travi e soletta)
2	Pesi permanenti (pavimentazione, cordoli, guardrail)
3	Vento su FOA in direzione Y+
4	Vento su FOA in direzione Y-
5	Neve
6	Carico distribuito da traffico
7	Carico tandem per massimo momento
8	Carico tandem per massimo taglio (in prossimità appoggio)

**A = modello FEM**

**B = schemi semplificati**

C.C. (1)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	211	0	0	0
B	0	0	235	0	0	0

La differenza di 24kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (2)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	65	0	0	0
B	0	0	89	0	0	0

La differenza di 24kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (3)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	0	0	0	0
B	0	0	0	0	0	0

Non sono presenti barriere FOA ed inoltre l'analisi delle sottostrutture è di tipo "bidimensionale": non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato (Fy).

L'azione Fx non è significativa.

La differenza di 0kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (4)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	0	0	0	0
B	0	0	0	0	0	0

Non sono presenti barriere FOA ed inoltre l'analisi delle sottostrutture è di tipo "bidimensionale": non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato (Fy).

L'azione Fx non è significativa.

La differenza di 0kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (5)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	0	0	0	0
B	0	0	0	0	0	0

Il carico da neve considerato nell'analisi dell'impalcato mediante il modello FEM è relativo alle fasi di esecuzione. Non influisce sull'analisi delle sottostrutture nelle condizioni di esercizio e sismiche.

C.C. (6)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	111	0	0	0
B	0	0	157	0	0	0

La differenza di 46kN su Fz è dovuta al carico da folla (2,5kN/mq con carichi da traffico veicolare) sull'intera porzione di impalcato occupata da sicurvìa e FOA.

L'ipotesi è conservativa per l'analisi dell'impalcato ma giustificata dalla ricorrente presenza dello sbalzo laterale della soletta. Può essere, invece, correttamente trascurata in fase di analisi delle sottostrutture.

C.C. (7)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	78	0	0	0
B	0	0	0	0	0	0

Condizione di carico non significativa ai fini delle analisi delle sottostrutture.

C.C. (8)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	139	0	0	0
B	0	0	597	0	0	0

La differenza di 458kN su Fz è a favore di sicurezza ai fini del calcolo.

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 paraghiaia	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
CS1 dir x (-kv)	Forze inerzia dir x legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 dir x (+kv)	Forze inerzia dir x legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 dir y (-kv)	Forze inerzia dir y legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 dir y (+kv)	Forze inerzia dir y legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 dir x (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre dir x - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 dir x (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre dir x - attiva (-+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 dir y (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre dir y - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 dir y (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre dir y - attiva (-+v)	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 l'alto).

**CARICHI NODALI**

	Node	Load Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Group
▶	84	C1-pes	0.00	0.00	-296	0.00	0.00	0.00	Default
	84	C4c-Ac	0.00	0.00	-545	0.00	0.00	0.00	Default
	84	C4d-Ac	0.00	0.00	-3.0	0.00	0.00	0.00	Default
	84	C4e-Ac	0.00	0.00	-143	0.00	0.00	0.00	Default
	84	C5-Fre	-29.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Default
	84	C6-Attri	-15.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Default
	79	C7-Fre	-45.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Default
	84	CS1x-S	-261	0.00	75.0	0.00	0.00	0.00	Default
	84	CS1xx-	-261	0.00	-75.	0.00	0.00	0.00	Default
	84	CS1y-S	0.00	-261	75.0	0.00	0.00	0.00	Default
	84	CS1yy-	0.00	-261	-75.	0.00	0.00	0.00	Default
*									

CARICHI DISTRIBUITI

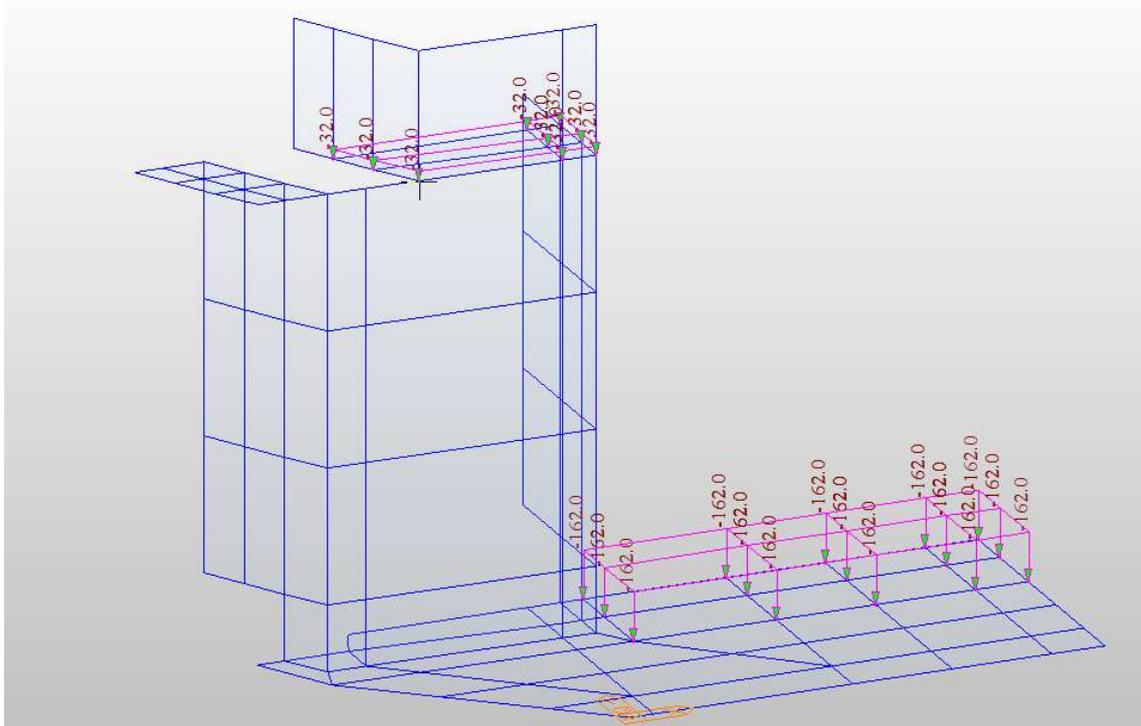


Figura 5-3. Spalle – C2 – Carichi permanenti Rinterro a tergo spalla

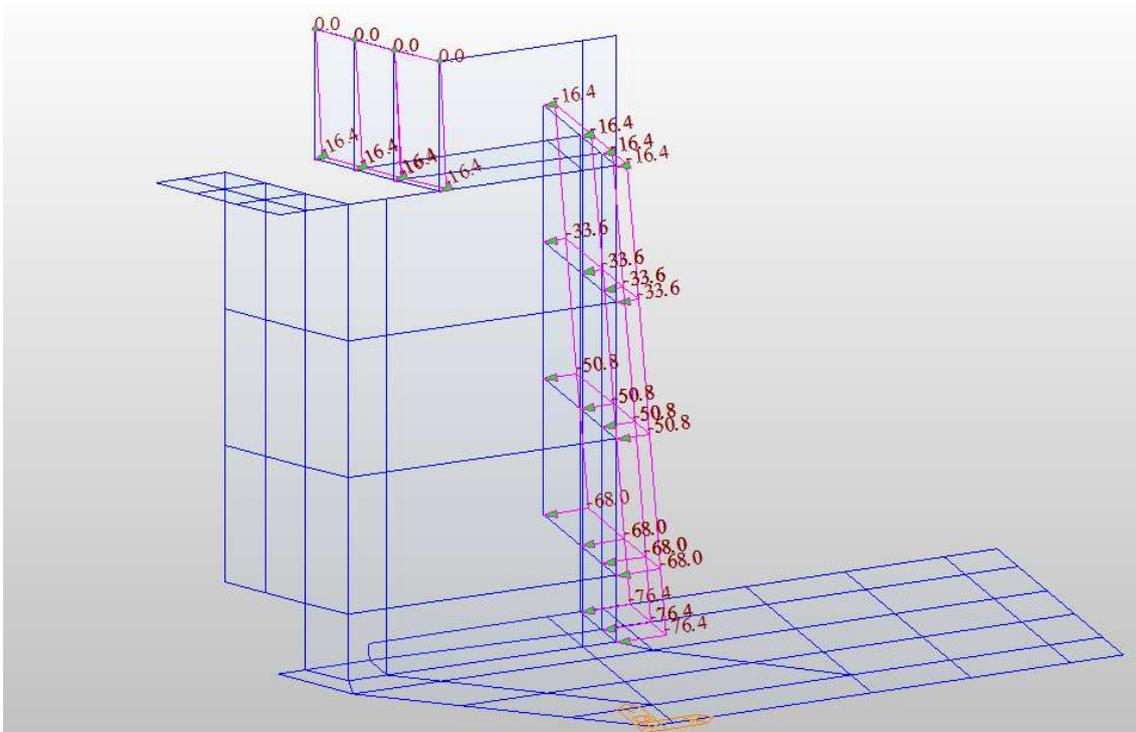


Figura 5-4. Spalle – C3 – Spinta terreno a tergo spalla

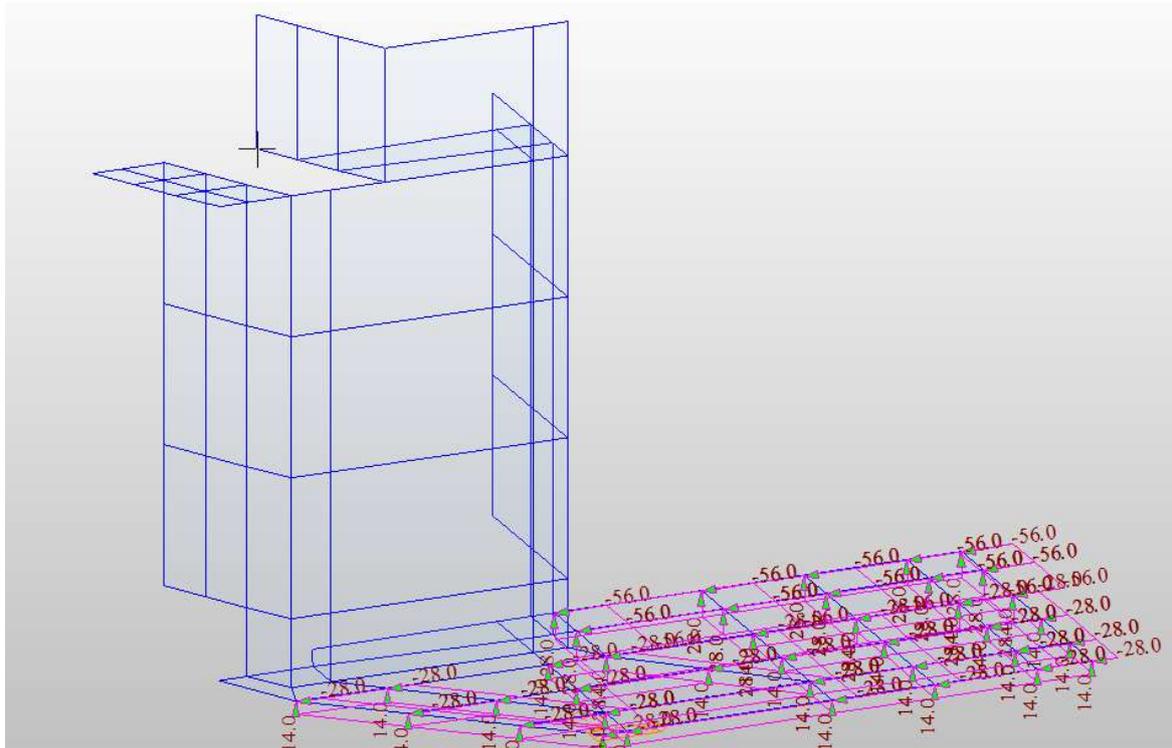


Figura 5-5. Spalle – CS1 Dir x – Forze Inerzia terreno a tergo spalla

### 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 direzione x		Sismica direzione y	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	9	10
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
C2	1.35	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
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
C4b	1.35	1.35	1.01	1.01	1.35	1.35	1.01	1.01	0.20	0.20	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	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	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
C7	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 x (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CS1 x (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00
CS1 y (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
CS1 y (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00
CS2 x (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
CS2 x (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00
CS2 x (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
CS2 x (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	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
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 5-6. 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 3D della spalla il cui schema è riportato nelle pagine seguenti; il modello è costituito da nodi ed elementi plate; i vincoli sono costituiti da molle che simulano i pali di sottofondazione; la rigidità 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.

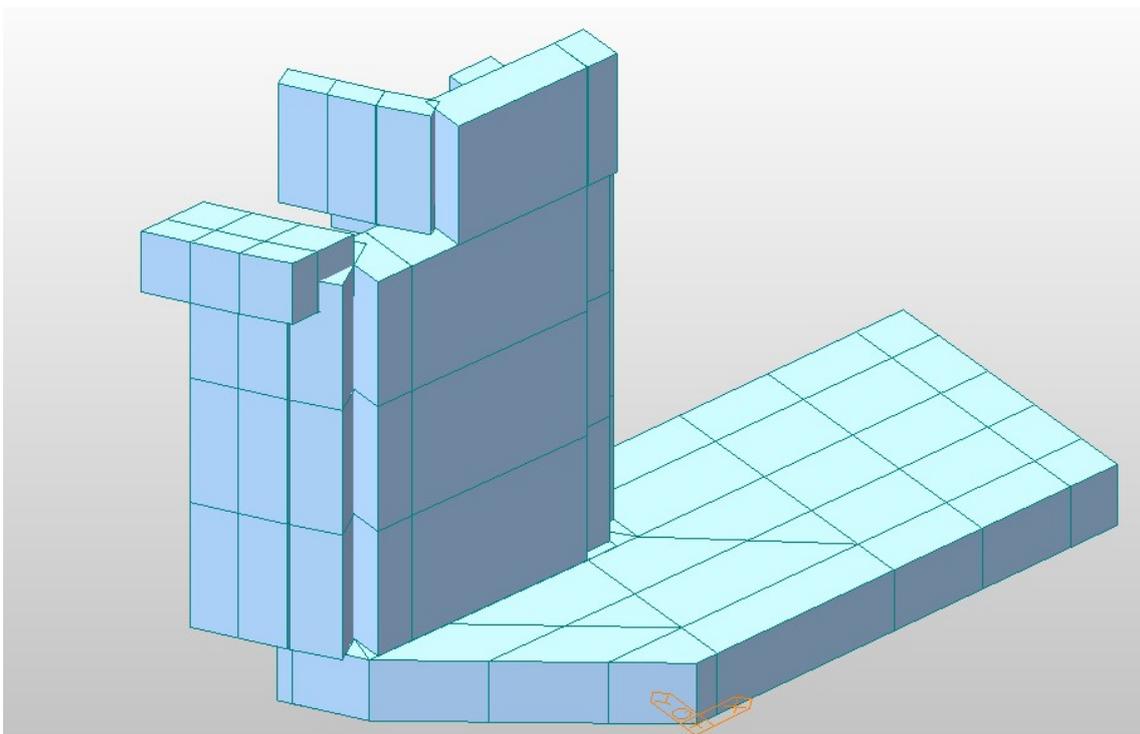


Figura 5-7. Spalle - Modello FEM –Vista solida

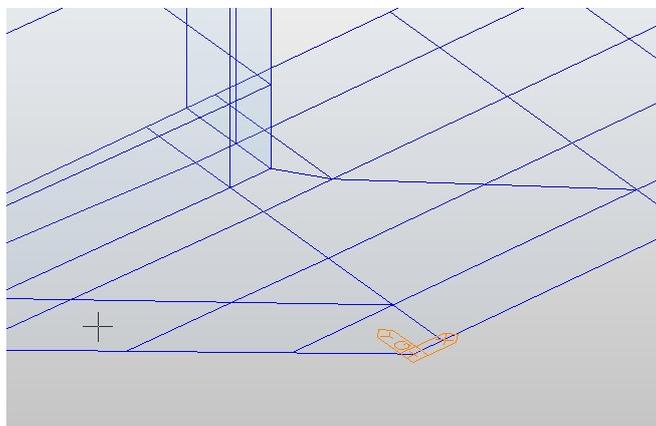


Figura 5-8. Spalle - Modello FEM – Sistema di riferimento globale

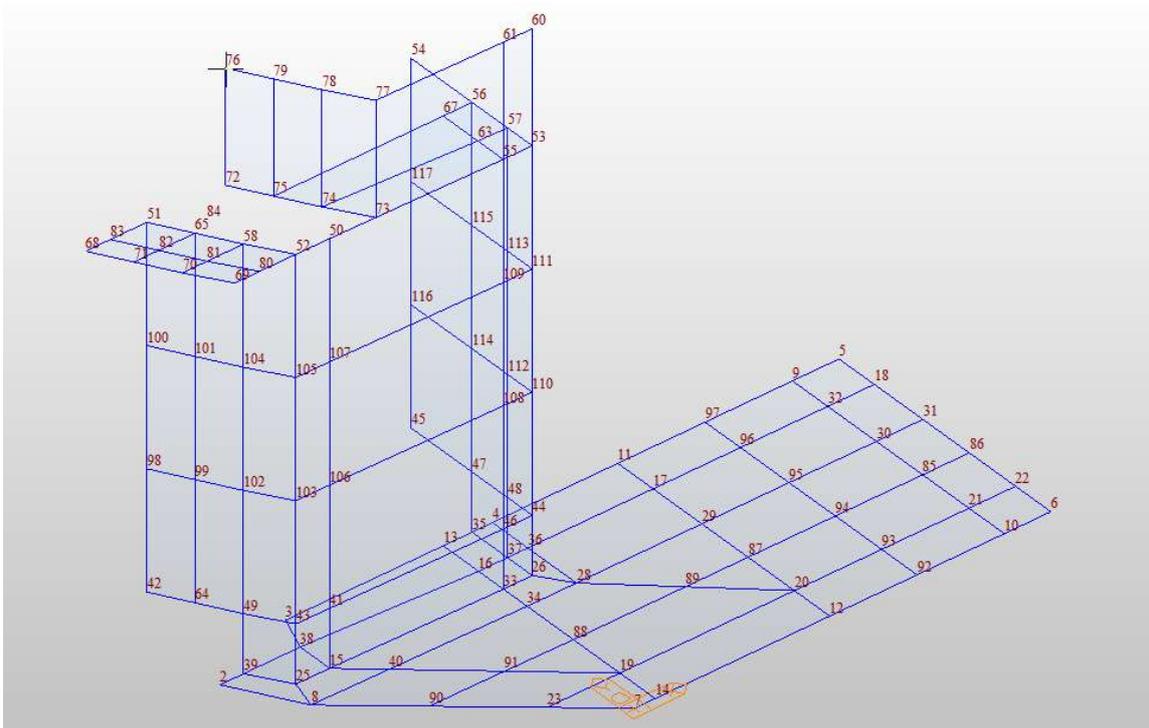


Figura 5-9. Spalle - Modello FEM -- numerazione nodi

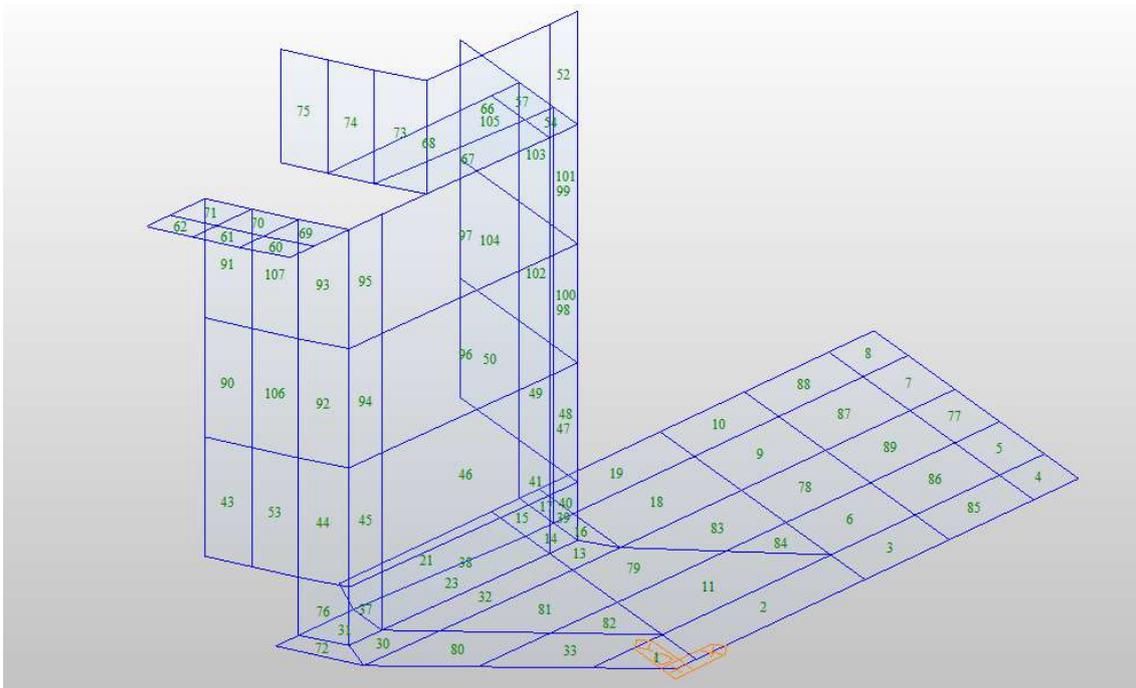


Figura 5-10. Spalle - Modello FEM - numerazione elementi

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.

Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Fxy (kN/m)	Fmax (kN/m)	Fmin (kN/m)	Angle (deg)	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)	Mxy (kN*m/m)	Mimax (kN*m/m)	Mimin (kN*m/m)	Angle (deg)	Vxx (kN/m)	Vyy (kN/m)
100	CC19(a)	111	28.895	-136.437	-107.139	133.682	-193.940	0.000	-183.139	-17.269	-49.056	-16.017	-188.204	0.000	-39.968	40.929
101	CC19(a)	111	28.895	-136.437	-107.139	133.682	-193.940	0.000	-183.139	-17.269	-49.056	-16.017	-188.204	0.000	-39.968	40.929
49	CC19(a)	47	205.243	1555.842	102.662	1563.601	-672.946	0.000	-180.598	-187.951	-107.521	-76.691	-291.858	0.000	-55.973	-320.161
50	CC19(a)	47	205.243	1555.842	102.662	1563.601	-672.946	0.000	-180.598	-187.951	-107.521	-76.691	-291.858	0.000	-55.973	-320.161
48	CC19(a)	110	-193.462	505.984	-395.233	616.293	-578.322	0.000	-160.726	-25.754	-45.923	-17.239	-169.909	0.000	-58.346	-35.998
100	CC19(a)	110	-193.462	505.984	-395.233	616.293	-578.322	0.000	-160.726	-25.754	-45.923	-17.239	-169.909	0.000	-58.346	-35.998
48	CC19(a)	48	-36.089	956.659	-110.711	956.728	-50.729	0.000	-149.198	-225.982	-76.892	-101.646	-273.534	0.000	60.778	-317.805
49	CC19(a)	48	-36.089	956.659	-110.711	956.728	-50.729	0.000	-149.198	-225.982	-76.892	-101.646	-273.534	0.000	60.778	-317.805
103	CC19(a)	56	426.614	205.324	-109.722	471.793	160.145	0.000	-128.360	-76.139	-21.067	76.885	-130.723	0.000	-168.262	39.874
105	CC19(a)	56	426.614	205.324	-109.722	471.793	160.145	0.000	-128.360	-76.139	-21.067	76.885	-130.723	0.000	-168.262	39.874
101	CC19(a)	57	113.898	228.649	-109.153	286.671	41.458	0.000	-113.314	-76.605	-25.770	-76.298	-117.061	0.000	-192.411	59.290
103	CC19(a)	57	113.898	228.649	-109.153	286.671	41.458	0.000	-113.314	-76.605	-25.770	-76.298	-117.061	0.000	-192.411	59.290
100	CC19(a)	113	-89.629	190.078	-160.621	206.658	-168.857	0.000	-100.677	-11.757	-58.717	22.583	-115.674	0.000	-104.954	49.191
101	CC19(a)	113	-89.629	190.078	-160.621	206.658	-168.857	0.000	-100.677	-11.757	-58.717	22.583	-115.674	0.000	-104.954	49.191
102	CC19(a)	113	-89.629	190.078	-160.621	206.658	-168.857	0.000	-100.677	-11.757	-58.717	22.583	-115.674	0.000	-104.954	49.191
103	CC19(a)	113	-89.629	190.078	-160.621	206.658	-168.857	0.000	-100.677	-11.757	-58.717	22.583	-115.674	0.000	-104.954	49.191
48	CC19(a)	44	362.068	2517.545	-397.624	2588.556	291.057	0.000	-100.603	-166.829	-40.600	-84.142	-184.533	0.000	107.810	-285.186
49	CC19(a)	112	-255.037	421.340	-252.711	427.118	-361.430	0.000	-100.241	27.217	-57.620	43.107	-121.474	0.000	-111.746	-59.417
48	CC19(a)	112	-255.037	421.340	-252.711	427.118	-361.430	0.000	-100.241	27.217	-57.620	43.107	-121.474	0.000	-111.746	-59.417
100	CC19(a)	112	-255.037	421.340	-252.711	427.118	-361.430	0.000	-100.241	27.217	-57.620	43.107	-121.474	0.000	-111.746	-59.417
101	CC19(a)	112	-255.037	421.340	-252.711	427.118	-361.430	0.000	-100.241	27.217	-57.620	43.107	-121.474	0.000	-111.746	-59.417
102	CC19(a)	112	-255.037	421.340	-252.711	427.118	-361.430	0.000	-100.241	27.217	-57.620	43.107	-121.474	0.000	-111.746	-59.417
103	CC19(a)	112	-255.037	421.340	-252.711	427.118	-361.430	0.000	-100.241	27.217	-57.620	43.107	-121.474	0.000	-111.746	-59.417
101	CC19(a)	53	-192.013	882.402	-47.306	883.962	-193.572	0.000	-91.403	-26.166	-73.375	31.300	-135.131	0.000	-280.815	78.795
102	CC19(a)	115	-64.473	166.691	-147.331	255.374	-81.188	0.000	-36.166	-21.230	-49.774	25.255	-78.038	0.000	-60.327	39.759
103	CC19(a)	115	-64.473	166.691	-147.331	255.374	-81.188	0.000	-36.166	-21.230	-49.774	25.255	-78.038	0.000	-60.327	39.759
104	CC19(a)	115	-64.473	166.691	-147.331	255.374	-81.188	0.000	-36.166	-21.230	-49.774	25.255	-78.038	0.000	-60.327	39.759
105	CC19(a)	115	-64.473	166.691	-147.331	255.374	-81.188	0.000	-36.166	-21.230	-49.774	25.255	-78.038	0.000	-60.327	39.759
49	CC19(a)	114	-280.993	519.432	-57.629	523.560	-285.121	0.000	-34.973	54.390	-48.395	67.561	-58.850	0.000	-53.307	-36.836
50	CC19(a)	114	-280.993	519.432	-57.629	523.560	-285.121	0.000	-34.973	54.390	-48.395	67.561	-58.850	0.000	-53.307	-36.836
102	CC19(a)	114	-280.993	519.432	-57.629	523.560	-285.121	0.000	-34.973	54.390	-48.395	67.561	-58.850	0.000	-53.307	-36.836
104	CC19(a)	114	-280.993	519.432	-57.629	523.560	-285.121	0.000	-34.973	54.390	-48.395	67.561	-58.850	0.000	-53.307	-36.836
50	CC19(a)	45	300.890	58.268	199.401	412.982	-112.036	0.000	-8.497	48.144	-42.422	72.152	-31.973	0.000	-156.875	14.853

Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Fxy (kN/m)	Fmax (kN/m)	Fmin (kN/m)	Angle ((deg))	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)	Mxy (kN*m/m)	Mmax (kN*m/m)	Mmin (kN*m/m)	Angle ((deg))	Vxx (kN/m)	Vyy (kN/m)
48	CC20(a)	110	-86.491	274.572	-141.723	323.322	-145.598	0.000	-114.885	-14.380	-18.121	-11.213	-118.053	0.000	-43.219	-24.160
100	CC20(a)	110	-86.491	274.572	-141.723	323.322	-145.598	0.000	-114.885	-14.380	-18.121	-11.213	-118.053	0.000	-43.219	-24.160
100	CC20(a)	111	21.403	89.080	13.301	91.600	18.883	0.000	-114.388	-11.393	-9.487	-10.613	-115.168	0.000	-25.702	27.817
101	CC20(a)	111	21.403	89.080	13.301	91.600	18.883	0.000	-114.388	-11.393	-9.487	-10.613	-115.168	0.000	-25.702	27.817
49	CC20(a)	47	-53.532	-498.182	19.703	-53.236	-498.479	0.000	-106.264	-103.409	-62.071	-42.607	-165.608	0.000	-41.461	-201.807
50	CC20(a)	47	-53.532	-498.182	19.703	-53.236	-498.479	0.000	-106.264	-103.409	-62.071	-42.607	-165.608	0.000	-41.461	-201.807
103	CC20(a)	56	22.270	43.518	-41.344	75.210	-20.301	0.000	-95.081	-56.399	8.414	-54.648	-96.832	0.000	-6.363	29.536
105	CC20(a)	56	22.270	43.518	-41.344	75.210	-20.301	0.000	-95.081	-56.399	8.414	-54.648	-96.832	0.000	-6.363	29.536
48	CC20(a)	48	-18.884	453.838	10.151	454.055	-19.102	0.000	-94.217	-136.754	-47.929	-65.232	-165.091	0.000	16.840	-182.354
49	CC20(a)	48	-18.884	453.838	10.151	454.055	-19.102	0.000	-94.217	-136.754	-47.929	-65.232	-165.091	0.000	16.840	-182.354
101	CC20(a)	57	69.656	84.231	-54.035	129.850	24.646	0.000	-82.125	-56.745	-3.134	-56.517	-82.353	0.000	-97.042	43.918
103	CC20(a)	57	69.656	84.231	-54.035	129.850	24.646	0.000	-82.125	-56.745	-3.134	-56.517	-82.353	0.000	-97.042	43.918
48	CC20(a)	44	201.462	1479.773	-197.794	1509.679	171.557	0.000	-74.521	-116.319	-26.556	-62.328	-126.650	0.000	46.412	-170.313
48	CC20(a)	112	26.785	194.869	-19.936	195.172	26.482	0.000	-66.310	15.673	-22.704	20.658	-72.323	0.000	-80.174	-34.013
49	CC20(a)	112	26.785	194.869	-19.936	195.172	26.482	0.000	-66.310	15.673	-22.704	20.658	-72.323	0.000	-80.174	-34.013
100	CC20(a)	112	26.785	194.869	-19.936	195.172	26.482	0.000	-66.310	15.673	-22.704	20.658	-72.323	0.000	-80.174	-34.013
102	CC20(a)	112	26.785	194.869	-19.936	195.172	26.482	0.000	-66.310	15.673	-22.704	20.658	-72.323	0.000	-80.174	-34.013
100	CC20(a)	113	-51.795	101.142	-37.026	107.691	-64.629	0.000	-64.501	3.338	-11.120	4.870	-66.192	0.000	-72.538	36.438
101	CC20(a)	113	-51.795	101.142	-37.026	107.691	-64.629	0.000	-64.501	3.338	-11.120	4.870	-66.192	0.000	-72.538	36.438
102	CC20(a)	113	-51.795	101.142	-37.026	107.691	-64.629	0.000	-64.501	3.338	-11.120	4.870	-66.192	0.000	-72.538	36.438
103	CC20(a)	113	-51.795	101.142	-37.026	107.691	-64.629	0.000	-64.501	3.338	-11.120	4.870	-66.192	0.000	-72.538	36.438
101	CC20(a)	53	-112.348	601.585	-16.019	601.936	-112.700	0.000	-55.342	-9.467	-35.745	10.174	-74.844	0.000	-128.496	58.366
102	CC20(a)	115	-38.411	61.329	-24.807	63.687	-42.853	0.000	-23.095	7.991	-12.674	11.372	-27.864	0.000	-42.133	29.451
103	CC20(a)	115	-38.411	61.329	-24.807	63.687	-42.853	0.000	-23.095	7.991	-12.674	11.372	-27.864	0.000	-42.133	29.451
104	CC20(a)	115	-38.411	61.329	-24.807	63.687	-42.853	0.000	-23.095	7.991	-12.674	11.372	-27.864	0.000	-42.133	29.451
105	CC20(a)	115	-38.411	61.329	-24.807	63.687	-42.853	0.000	-23.095	7.991	-12.674	11.372	-27.864	0.000	-42.133	29.451
49	CC20(a)	114	40.677	-20.840	7.033	41.471	-21.633	0.000	-18.986	36.930	-16.074	41.241	-23.162	0.000	-35.784	-23.003
50	CC20(a)	114	40.677	-20.840	7.033	41.471	-21.633	0.000	-18.986	36.930	-16.074	41.241	-23.162	0.000	-35.784	-23.003
102	CC20(a)	114	40.677	-20.840	7.033	41.471	-21.633	0.000	-18.986	36.930	-16.074	41.241	-23.162	0.000	-35.784	-23.003
104	CC20(a)	114	40.677	-20.840	7.033	41.471	-21.633	0.000	-18.986	36.930	-16.074	41.241	-23.162	0.000	-35.784	-23.003
50	CC20(a)	116	48.577	-71.103	-14.788	50.377	-72.904	0.000	-1.615	22.306	-4.046	22.976	-2.188	0.000	-13.158	4.457

Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Fxy (kN/m)	Fmax (kN/m)	Fmin (kN/m)	Angle (deg)	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)	Mxy (kN*m/m)	Mmax (kN*m/m)	Mmin (kN*m/m)	Angle (deg)	Vxx (kN/m)	Vyy (kN/m)
48	CC21(a)	110	-79.076	237.003	-123.862	280.308	-129.661	0.000	-109.106	-13.384	-16.697	-10.555	-111.935	0.000	-42.742	-22.798
100	CC21(a)	110	-79.076	237.003	-123.862	280.308	-129.661	0.000	-109.106	-13.384	-16.697	-10.555	-111.935	0.000	-42.742	-22.798
100	CC21(a)	111	16.414	65.131	13.644	68.692	12.854	0.000	-107.819	-10.593	-7.564	-10.008	-108.404	0.000	-24.300	24.828
101	CC21(a)	111	16.414	65.131	13.644	68.692	12.854	0.000	-107.819	-10.593	-7.564	-10.008	-108.404	0.000	-24.300	24.828
49	CC21(a)	47	-55.253	-513.746	14.559	-55.099	-513.900	0.000	-99.929	-91.670	-58.128	-37.406	-153.937	0.000	-40.488	-191.639
50	CC21(a)	47	-55.253	-513.746	14.559	-55.099	-513.900	0.000	-99.929	-91.670	-58.128	-37.406	-153.937	0.000	-40.488	-191.639
103	CC21(a)	56	8.711	33.742	-37.523	60.782	-24.466	0.000	-90.619	-52.923	8.304	-51.175	-92.368	0.000	10.334	28.012
105	CC21(a)	56	8.711	33.742	-37.523	60.782	-24.466	0.000	-90.619	-52.923	8.304	-51.175	-92.368	0.000	10.334	28.012
48	CC21(a)	48	-18.460	386.736	12.049	387.094	-18.818	0.000	-89.459	-124.451	-45.558	-60.178	-153.731	0.000	12.599	-168.476
49	CC21(a)	48	-18.460	386.736	12.049	387.094	-18.818	0.000	-89.459	-124.451	-45.558	-60.178	-153.731	0.000	12.599	-168.476
101	CC21(a)	57	63.933	71.115	-49.161	114.947	20.124	0.000	-76.061	-52.262	-1.892	-52.159	-76.164	0.000	-83.691	40.577
103	CC21(a)	57	63.933	71.115	-49.161	114.947	20.124	0.000	-76.061	-52.262	-1.892	-52.159	-76.164	0.000	-83.691	40.577
48	CC21(a)	44	182.029	1355.013	-178.348	1381.530	155.512	0.000	-72.420	-108.799	-25.292	-60.079	-119.747	0.000	41.076	-160.045
48	CC21(a)	112	29.847	158.975	-12.267	159.031	29.791	0.000	-62.709	14.917	-20.756	19.209	-68.012	0.000	-76.521	-30.782
49	CC21(a)	112	29.847	158.975	-12.267	159.031	29.791	0.000	-62.709	14.917	-20.756	19.209	-68.012	0.000	-76.521	-30.782
100	CC21(a)	112	29.847	158.975	-12.267	159.031	29.791	0.000	-62.709	14.917	-20.756	19.209	-68.012	0.000	-76.521	-30.782
102	CC21(a)	112	29.847	158.975	-12.267	159.031	29.791	0.000	-62.709	14.917	-20.756	19.209	-68.012	0.000	-76.521	-30.782
100	CC21(a)	113	-48.304	80.554	-31.221	86.329	-59.025	0.000	-61.149	3.339	-8.386	4.424	-62.115	0.000	-68.541	33.581
101	CC21(a)	113	-48.304	80.554	-31.221	86.329	-59.025	0.000	-61.149	3.339	-8.386	4.424	-62.115	0.000	-68.541	33.581
102	CC21(a)	113	-48.304	80.554	-31.221	86.329	-59.025	0.000	-61.149	3.339	-8.386	4.424	-62.115	0.000	-68.541	33.581
103	CC21(a)	113	-48.304	80.554	-31.221	86.329	-59.025	0.000	-61.149	3.339	-8.386	4.424	-62.115	0.000	-68.541	33.581
101	CC21(a)	53	-99.588	536.194	-13.124	536.464	-99.858	0.000	-51.004	-9.039	-31.914	8.173	-68.215	0.000	-115.735	52.401
102	CC21(a)	115	-37.068	47.559	-19.596	49.392	-40.207	0.000	-21.713	8.179	-10.268	10.812	-25.051	0.000	-40.271	27.772
103	CC21(a)	115	-37.068	47.559	-19.596	49.392	-40.207	0.000	-21.713	8.179	-10.268	10.812	-25.051	0.000	-40.271	27.772
104	CC21(a)	115	-37.068	47.559	-19.596	49.392	-40.207	0.000	-21.713	8.179	-10.268	10.812	-25.051	0.000	-40.271	27.772
105	CC21(a)	115	-37.068	47.559	-19.596	49.392	-40.207	0.000	-21.713	8.179	-10.268	10.812	-25.051	0.000	-40.271	27.772
49	CC21(a)	114	43.605	-39.419	6.652	44.135	-39.949	0.000	-17.454	35.779	-14.388	39.421	-21.061	0.000	-33.858	-21.149
50	CC21(a)	114	43.605	-39.419	6.652	44.135	-39.949	0.000	-17.454	35.779	-14.388	39.421	-21.061	0.000	-33.858	-21.149
102	CC21(a)	114	43.605	-39.419	6.652	44.135	-39.949	0.000	-17.454	35.779	-14.388	39.421	-21.061	0.000	-33.858	-21.149
104	CC21(a)	114	43.605	-39.419	6.652	44.135	-39.949	0.000	-17.454	35.779	-14.388	39.421	-21.061	0.000	-33.858	-21.149
50	CC21(a)	116	50.179	-68.060	-15.598	52.202	-70.083	0.000	-1.425	22.337	-2.996	22.710	-1.693	0.000	-11.970	3.983

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

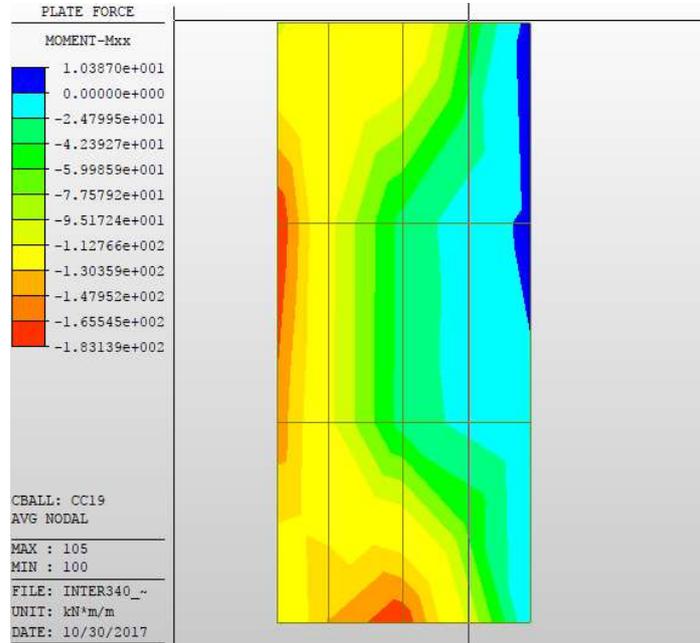


Figura 5-11. Spalle - Modello FEM – Involuppo momenti Mxx SLU paramento

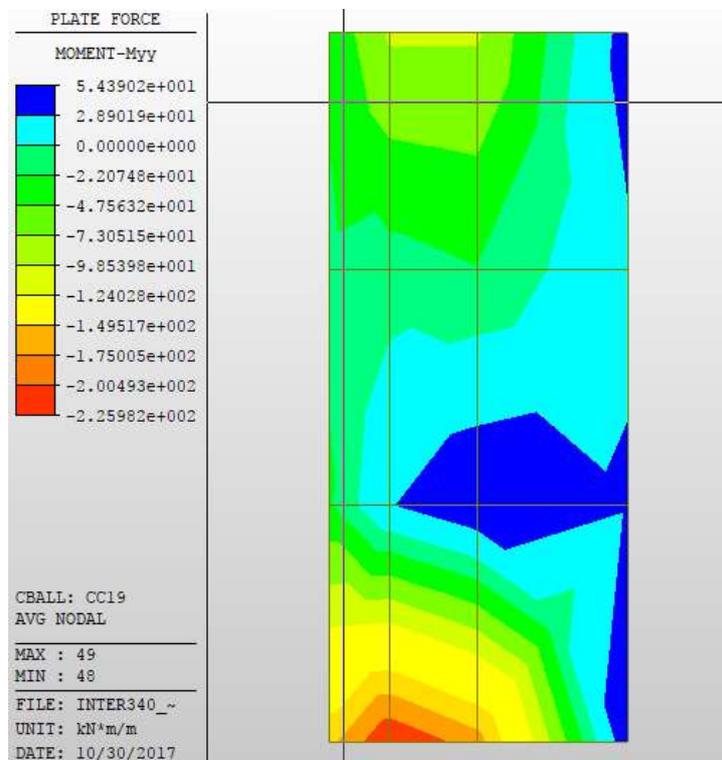


Figura 5-12. Spalle - Modello FEM – Involuppo momenti Myy SLU paramento

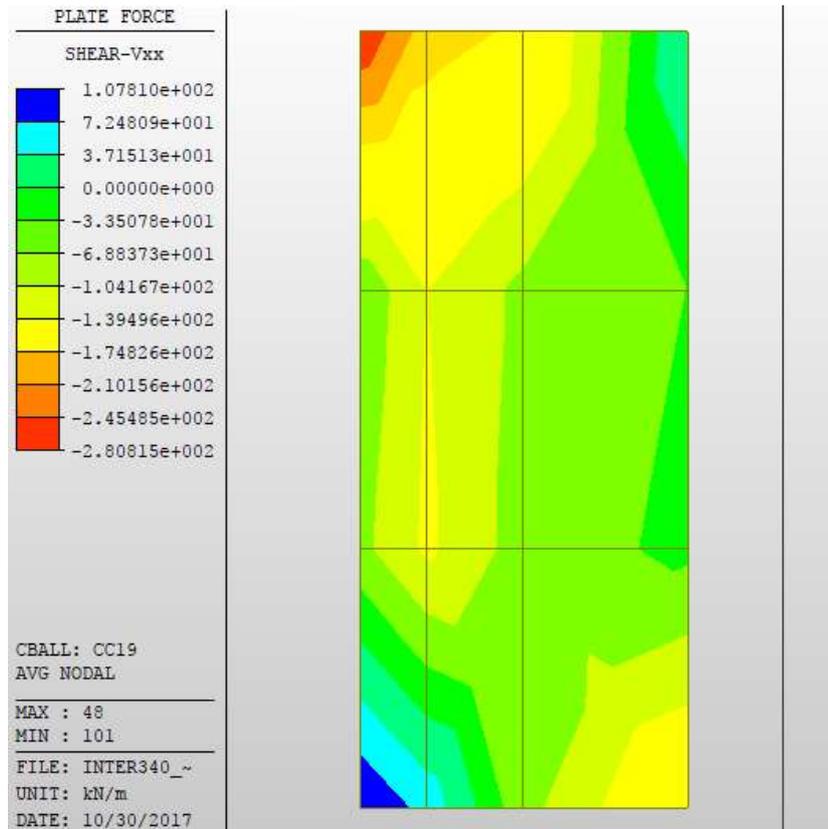


Figura 5-13. Spalle - Modello FEM – Inviluppo taglio Vxx SLU paramento

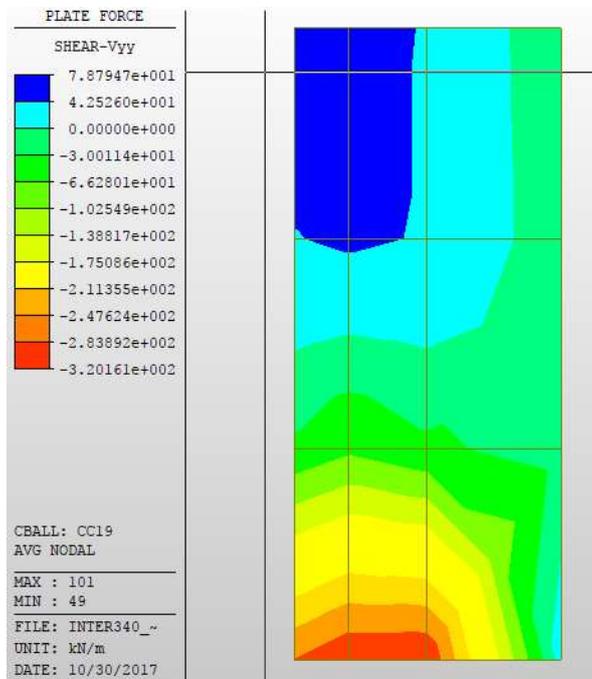


Figura 5-14. Spalle - Modello FEM – Inviluppo Taglio Vyy SLU paramento

### 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 1Ø14/40x40cm
  
- Armatura orizzontale – lato terra: 1Ø26/20cm
- Armatura orizzontale – lato strada: 1Ø26/20cm
- Armatura a taglio : spilli 1Ø14/40x40cm

Si riportano di seguito le verifiche per l'armatura verticale che risulta essere la più sollecitata:

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

### VERIFICHE SEZIONI

#### ARMATURA VERTICALE

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sez\_paramento\_y

(Percorso File: C:\megalvg\lavoro\inter340\sez\_paramento\_y.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	22.66 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	11.330 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	35220.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.500 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.200 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50

Comb.Rare - Sf Limite: 360.00 MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	70.0	cm
Barre inferiori:	5Ø26	(26.5 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø26	(26.5 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	226.00	320.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	115.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	109.00 (351.85)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.3	cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)										
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico										
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)										
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico										
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000										
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.										
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [kNm]										
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)										
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]										

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	226.00	-0.09	629.54	2.786	64.8	603.42	0.08	0.70	26.5 (12.7)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.01658	70.0	0.00015	65.0	-0.03866	7.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	14	mm
Passo staffe:	32.0	cm
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	9.6	cm <sup>2</sup> /m

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	N	320.00	281.32	2215.22	533.65	100.0	21.80	1.000	5.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.80	70.0	0.00	53.4	-75.2	65.0	25.2	2520	26.5	21.5

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc1max	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sc1min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sc1min + Sc1max)/(2 Sc1min) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/Sc1min) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup> [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure

wk Apertura delle fessure in mm =  $1,7 \cdot \text{Eps} \cdot \text{Srm}$ . Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	1.14	-1.14	---	0.125	1.00	0.400	0.000150 (0.000150)	280	0.072	351.85

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.71	70.0	0.00	53.4	-71.3	65.0	25.2	2520	26.5	21.5

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	1.08	-1.08	---	0.125	1.00	0.400	0.000143 (0.000143)	280	0.068 (0.40)	351.85

5.3.5.3 Sollecitazioni nella zattera di fondazione

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni ottenute dal modello FEM 3D per gli elementi più sollecitati della fondazione.

Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Fxy (kN/m)	Fmax (kN/m)	Fmin (kN/m)	Angle (deg)	Mxx (kN·m/m)	Myy (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Mmax (kN·m/m)	Mmin (kN·m/m)	Angle (deg)	Vxx (kN/m)	Vyy (kN/m)	
17	CC19(a)	4	1022.960	-36.555	-115.396	1035.383	-48.978	0.000	-1110.242	-56.061	-215.203	-54.315	-1111.989	0.000	0.000	-1255.418	-153.418
19	CC19(a)	4	1022.960	-36.555	-115.396	1035.383	-48.978	0.000	-1110.242	-56.061	-215.203	-54.315	-1111.989	0.000	0.000	-1255.418	-153.418
16	CC19(a)	36	704.597	-43.186	-73.695	711.923	-47.790	0.000	-1063.280	-292.902	-307.793	-289.467	-1066.715	0.000	0.000	-739.106	-155.593
17	CC19(a)	36	704.597	-43.186	-73.695	711.923	-47.790	0.000	-1063.280	-292.902	-307.793	-289.467	-1066.715	0.000	0.000	-739.106	-155.593
18	CC19(a)	36	704.597	-43.186	-73.695	711.923	-47.790	0.000	-1063.280	-292.902	-307.793	-289.467	-1066.715	0.000	0.000	-739.106	-155.593
19	CC19(a)	36	704.597	-43.186	-73.695	711.923	-47.790	0.000	-1063.280	-292.902	-307.793	-289.467	-1066.715	0.000	0.000	-739.106	-155.593
14	CC19(a)	16	157.053	-139.143	-38.956	157.744	-139.461	0.000	-976.848	-297.744	-97.743	-294.178	-980.371	0.000	0.000	241.315	347.777
15	CC19(a)	16	157.053	-139.143	-38.956	157.744	-139.461	0.000	-976.848	-297.744	-97.743	-294.178	-980.371	0.000	0.000	241.315	347.777
21	CC19(a)	16	157.053	-139.143	-38.956	157.744	-139.461	0.000	-976.848	-297.744	-97.743	-294.178	-980.371	0.000	0.000	241.315	347.777
23	CC19(a)	16	157.053	-139.143	-38.956	157.744	-139.461	0.000	-976.848	-297.744	-97.743	-294.178	-980.371	0.000	0.000	241.315	347.777
13	CC19(a)	34	337.119	108.162	-78.596	361.503	83.779	0.000	-902.022	509.994	123.765	525.992	-918.349	0.000	0.000	126.106	-236.402
32	CC19(a)	34	337.119	108.162	-78.596	361.503	83.779	0.000	-902.022	509.994	123.765	525.992	-918.349	0.000	0.000	126.106	-236.402
79	CC19(a)	34	337.119	108.162	-78.596	361.503	83.779	0.000	-902.022	509.994	123.765	525.992	-918.349	0.000	0.000	126.106	-236.402
81	CC19(a)	34	337.119	108.162	-78.596	361.503	83.779	0.000	-902.022	509.994	123.765	525.992	-918.349	0.000	0.000	126.106	-236.402
15	CC19(a)	13	638.240	-102.768	-89.007	648.435	-116.460	0.000	-883.877	-47.649	-135.614	-30.225	-888.142	0.000	0.000	172.898	-357.024
21	CC19(a)	13	638.240	-102.768	-89.007	648.435	-116.460	0.000	-883.877	-47.649	-135.614	-30.225	-888.142	0.000	0.000	172.898	-357.024
13	CC19(a)	28	258.176	75.452	-67.527	278.335	62.987	0.000	-883.012	242.390	-276.873	346.404	-890.130	0.000	0.000	-260.367	299.290
18	CC19(a)	28	258.176	75.452	-67.527	278.335	62.987	0.000	-883.012	242.390	-276.873	346.404	-890.130	0.000	0.000	-260.367	299.290
79	CC19(a)	28	258.176	75.452	-67.527	278.335	62.987	0.000	-883.012	242.390	-276.873	346.404	-890.130	0.000	0.000	-260.367	299.290
83	CC19(a)	28	258.176	75.452	-67.527	278.335	62.987	0.000	-883.012	242.390	-276.873	346.404	-890.130	0.000	0.000	-260.367	299.290
14	CC19(a)	37	348.509	400.332	-65.292	412.667	208.622	0.000	-826.501	-478.029	-203.753	-455.010	-849.520	0.000	0.000	396.102	-549.362
15	CC19(a)	37	348.509	400.332	-65.292	412.667	208.622	0.000	-826.501	-478.029	-203.753	-455.010	-849.520	0.000	0.000	396.102	-549.362
16	CC19(a)	37	348.509	400.332	-65.292	412.667	208.622	0.000	-826.501	-478.029	-203.753	-455.010	-849.520	0.000	0.000	396.102	-549.362
17	CC19(a)	37	348.509	400.332	-65.292	412.667	208.622	0.000	-826.501	-478.029	-203.753	-455.010	-849.520	0.000	0.000	396.102	-549.362
11	CC19(a)	88	84.964	-101.411	-58.702	117.102	-124.720	0.000	-773.444	236.404	122.844	247.261	-788.256	0.000	0.000	-133.452	-1.490
79	CC19(a)	88	84.964	-101.411	-58.702	117.102	-124.720	0.000	-773.444	236.404	122.844	247.261	-788.256	0.000	0.000	-133.452	-1.490
81	CC19(a)	88	84.964	-101.411	-58.702	117.102	-124.720	0.000	-773.444	236.404	122.844	247.261	-788.256	0.000	0.000	-133.452	-1.490
82	CC19(a)	88	84.964	-101.411	-58.702	117.102	-124.720	0.000	-773.444	236.404	122.844	247.261	-788.256	0.000	0.000	-133.452	-1.490
13	CC19(a)	26	164.997	1460.703	-164.892	1478.352	-151.640	0.000	-762.910	-603.341	-163.310	-601.869	-764.383	0.000	0.000	476.961	303.224
14	CC19(a)	26	164.997	1460.703	-164.892	1478.352	-151.640	0.000	-762.910	-603.341	-163.310	-601.869	-764.383	0.000	0.000	476.961	303.224

Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Fxy (kN/m)	Fmax (kN/m)	Fmin (kN/m)	Angle (deg)	Mxx (kN·m/m)	Myy (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Mmax (kN·m/m)	Mmin (kN·m/m)	Angle (deg)	Vxx (kN/m)	Vyy (kN/m)
14	CC20(a)	16	105.616	-73.354	-28.856	110.154	-77.891	0.000	-624.423	-220.551	32.772	-217.909	-627.065	0.000	-151.929	213.847
15	CC20(a)	16	105.616	-73.354	-28.856	110.154	-77.891	0.000	-624.423	-220.551	32.772	-217.909	-627.065	0.000	-151.929	213.847
21	CC20(a)	16	105.616	-73.354	-28.856	110.154	-77.891	0.000	-624.423	-220.551	32.772	-217.909	-627.065	0.000	-151.929	213.847
23	CC20(a)	16	105.616	-73.354	-28.856	110.154	-77.891	0.000	-624.423	-220.551	32.772	-217.909	-627.065	0.000	-151.929	213.847
17	CC20(a)	4	632.867	-8.265	-71.539	640.513	-15.886	0.000	-576.487	-30.514	46.875	-27.048	-580.483	0.000	64.392	-71.174
19	CC20(a)	4	632.867	-8.265	-71.539	640.513	-15.886	0.000	-576.487	-30.514	46.875	-27.048	-580.483	0.000	64.392	-71.174
15	CC20(a)	13	314.621	-56.334	-39.768	318.782	-60.550	0.000	-560.927	-13.654	-17.593	-13.607	-560.927	0.000	-37.133	-264.462
21	CC20(a)	13	314.621	-56.334	-39.768	318.782	-60.550	0.000	-560.927	-13.654	-17.593	-13.607	-560.927	0.000	-37.133	-264.462
16	CC20(a)	36	433.006	6.255	-52.461	438.908	-10.155	0.000	-552.874	-131.612	-17.389	-131.602	-552.884	0.000	-37.433	-99.598
17	CC20(a)	36	433.006	6.255	-52.461	438.908	-10.155	0.000	-552.874	-131.612	-17.389	-131.602	-552.884	0.000	-37.433	-99.598
18	CC20(a)	36	433.006	6.255	-52.461	438.908	-10.155	0.000	-552.874	-131.612	-17.389	-131.602	-552.884	0.000	-37.433	-99.598
19	CC20(a)	36	433.006	6.255	-52.461	438.908	-10.155	0.000	-552.874	-131.612	-17.389	-131.602	-552.884	0.000	-37.433	-99.598
32	CC20(a)	34	185.321	51.342	-28.262	191.001	45.962	0.000	-530.168	-92.496	91.678	-74.068	-548.595	0.000	8.158	43.229
79	CC20(a)	34	185.321	51.342	-28.262	191.001	45.962	0.000	-530.168	-92.496	91.678	-74.068	-548.595	0.000	8.158	43.229
81	CC20(a)	34	185.321	51.342	-28.262	191.001	45.962	0.000	-530.168	-92.496	91.678	-74.068	-548.595	0.000	8.158	43.229
13	CC20(a)	28	146.083	52.508	-33.989	156.889	41.474	0.000	-518.913	-96.642	-23.526	-96.579	-518.976	0.000	-165.199	92.494
16	CC20(a)	28	146.083	52.508	-33.989	156.889	41.474	0.000	-518.913	-96.642	-23.526	-96.579	-518.976	0.000	-165.199	92.494
18	CC20(a)	28	146.083	52.508	-33.989	156.889	41.474	0.000	-518.913	-96.642	-23.526	-96.579	-518.976	0.000	-165.199	92.494
79	CC20(a)	28	146.083	52.508	-33.989	156.889	41.474	0.000	-518.913	-96.642	-23.526	-96.579	-518.976	0.000	-165.199	92.494
83	CC20(a)	28	146.083	52.508	-33.989	156.889	41.474	0.000	-518.913	-96.642	-23.526	-96.579	-518.976	0.000	-165.199	92.494
1	CC20(a)	19	-41.900	-12.900	17.479	-4.778	-50.110	0.000	-489.943	-99.659	77.400	-84.870	-504.732	0.000	12.859	76.942
2	CC20(a)	19	-41.900	-12.900	17.479	-4.778	-50.110	0.000	-489.943	-99.659	77.400	-84.870	-504.732	0.000	12.859	76.942
11	CC20(a)	19	-41.900	-12.900	17.479	-4.778	-50.110	0.000	-489.943	-99.659	77.400	-84.870	-504.732	0.000	12.859	76.942
33	CC20(a)	19	-41.900	-12.900	17.479	-4.778	-50.110	0.000	-489.943	-99.659	77.400	-84.870	-504.732	0.000	12.859	76.942
82	CC20(a)	19	-41.900	-12.900	17.479	-4.778	-50.110	0.000	-489.943	-99.659	77.400	-84.870	-504.732	0.000	12.859	76.942
11	CC20(a)	88	33.235	3.891	-10.856	36.763	-1.332	0.000	-471.692	35.637	90.996	40.968	-488.225	0.000	-80.012	-0.827
79	CC20(a)	88	33.235	3.891	-10.856	36.763	-1.332	0.000	-471.692	35.637	90.996	40.968	-488.225	0.000	-80.012	-0.827
81	CC20(a)	88	33.235	3.891	-10.856	36.763	-1.332	0.000	-471.692	35.637	90.996	40.968	-488.225	0.000	-80.012	-0.827
82	CC20(a)	88	33.235	3.891	-10.856	36.763	-1.332	0.000	-471.692	35.637	90.996	40.968	-488.225	0.000	-80.012	-0.827
13	CC20(a)	26	-102.488	853.808	-97.490	863.646	-112.326	0.000	-461.753	-371.009	-19.156	-370.443	-462.319	0.000	98.901	-151.204
14	CC20(a)	26	-102.488	853.808	-97.490	863.646	-112.326	0.000	-461.753	-371.009	-19.156	-370.443	-462.319	0.000	98.901	-151.204

Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Fxy (kN/m)	Fmax (kN/m)	Fmin (kN/m)	Angle ((deg))	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)	Mxy (kN*m/m)	Mmax (kN*m/m)	Mmin (kN*m/m)	Angle ((deg))	Vxx (kN/m)	Vyy (kN/m)
14	CC21(a)	16	95.893	-69.504	-26.376	99.997	-73.608	0.000	-577.868	-215.930	28.881	-213.639	-580.158	0.000	-168.404	202.883
15	CC21(a)	16	95.893	-69.504	-26.376	99.997	-73.608	0.000	-577.868	-215.930	28.881	-213.639	-580.158	0.000	-168.404	202.883
21	CC21(a)	16	95.893	-69.504	-26.376	99.997	-73.608	0.000	-577.868	-215.930	28.881	-213.639	-580.158	0.000	-168.404	202.883
23	CC21(a)	16	95.893	-69.504	-26.376	99.997	-73.608	0.000	-577.868	-215.930	28.881	-213.639	-580.158	0.000	-168.404	202.883
15	CC21(a)	13	291.632	-53.674	-37.825	295.727	-57.769	0.000	-512.082	-11.547	-13.873	-11.545	-512.084	0.000	-49.202	-260.150
21	CC21(a)	13	291.632	-53.674	-37.825	295.727	-57.769	0.000	-512.082	-11.547	-13.873	-11.545	-512.084	0.000	-49.202	-260.150
17	CC21(a)	4	593.437	-6.114	-69.642	601.135	-13.811	0.000	-502.682	-28.168	45.201	-23.901	-506.950	0.000	82.155	-62.755
19	CC21(a)	4	593.437	-6.114	-69.642	601.135	-13.811	0.000	-502.682	-28.168	45.201	-23.901	-506.950	0.000	82.155	-62.755
16	CC21(a)	36	402.978	6.937	-49.858	409.045	-6.752	0.000	-484.404	-115.676	7.366	-115.529	-484.551	0.000	-341.799	-95.846
17	CC21(a)	36	402.978	6.937	-49.858	409.045	-6.752	0.000	-484.404	-115.676	7.366	-115.529	-484.551	0.000	-341.799	-95.846
18	CC21(a)	36	402.978	6.937	-49.858	409.045	-6.752	0.000	-484.404	-115.676	7.366	-115.529	-484.551	0.000	-341.799	-95.846
19	CC21(a)	36	402.978	6.937	-49.858	409.045	-6.752	0.000	-484.404	-115.676	7.366	-115.529	-484.551	0.000	-341.799	-95.846
13	CC21(a)	34	171.976	50.882	-28.727	178.445	44.413	0.000	-481.835	-89.596	82.221	-73.058	-498.373	0.000	2.215	46.108
32	CC21(a)	34	171.976	50.882	-28.727	178.445	44.413	0.000	-481.835	-89.596	82.221	-73.058	-498.373	0.000	2.215	46.108
79	CC21(a)	34	171.976	50.882	-28.727	178.445	44.413	0.000	-481.835	-89.596	82.221	-73.058	-498.373	0.000	2.215	46.108
81	CC21(a)	34	171.976	50.882	-28.727	178.445	44.413	0.000	-481.835	-89.596	82.221	-73.058	-498.373	0.000	2.215	46.108
13	CC21(a)	28	136.253	49.048	-32.862	147.246	38.055	0.000	-463.158	-90.735	-14.426	-90.734	-463.159	0.000	-157.815	75.404
18	CC21(a)	28	136.253	49.048	-32.862	147.246	38.055	0.000	-463.158	-90.735	-14.426	-90.734	-463.159	0.000	-157.815	75.404
16	CC21(a)	28	136.253	49.048	-32.862	147.246	38.055	0.000	-463.158	-90.735	-14.426	-90.734	-463.159	0.000	-157.815	75.404
79	CC21(a)	28	136.253	49.048	-32.862	147.246	38.055	0.000	-463.158	-90.735	-14.426	-90.734	-463.159	0.000	-157.815	75.404
83	CC21(a)	28	136.253	49.048	-32.862	147.246	38.055	0.000	-463.158	-90.735	-14.426	-90.734	-463.159	0.000	-157.815	75.404
1	CC21(a)	19	-39.040	-11.445	15.830	-4.244	-46.241	0.000	-445.087	-94.549	69.946	-81.107	-458.529	0.000	11.236	71.193
2	CC21(a)	19	-39.040	-11.445	15.830	-4.244	-46.241	0.000	-445.087	-94.549	69.946	-81.107	-458.529	0.000	11.236	71.193
11	CC21(a)	19	-39.040	-11.445	15.830	-4.244	-46.241	0.000	-445.087	-94.549	69.946	-81.107	-458.529	0.000	11.236	71.193
33	CC21(a)	19	-39.040	-11.445	15.830	-4.244	-46.241	0.000	-445.087	-94.549	69.946	-81.107	-458.529	0.000	11.236	71.193
82	CC21(a)	19	-39.040	-11.445	15.830	-4.244	-46.241	0.000	-445.087	-94.549	69.946	-81.107	-458.529	0.000	11.236	71.193
11	CC21(a)	88	29.827	5.119	-11.057	34.052	0.893	0.000	-426.803	29.137	82.069	35.388	-441.653	0.000	-75.284	-0.767
79	CC21(a)	88	29.827	5.119	-11.057	34.052	0.893	0.000	-426.803	29.137	82.069	35.388	-441.653	0.000	-75.284	-0.767
81	CC21(a)	88	29.827	5.119	-11.057	34.052	0.893	0.000	-426.803	29.137	82.069	35.388	-441.653	0.000	-75.284	-0.767
82	CC21(a)	88	29.827	5.119	-11.057	34.052	0.893	0.000	-426.803	29.137	82.069	35.388	-441.653	0.000	-75.284	-0.767
13	CC21(a)	26	-86.520	788.658	-89.744	797.766	-95.628	0.000	-418.189	-345.811	-14.727	-345.352	-418.648	0.000	83.473	-151.427
14	CC21(a)	26	-86.520	788.658	-89.744	797.766	-95.628	0.000	-418.189	-345.811	-14.727	-345.352	-418.648	0.000	83.473	-151.427

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

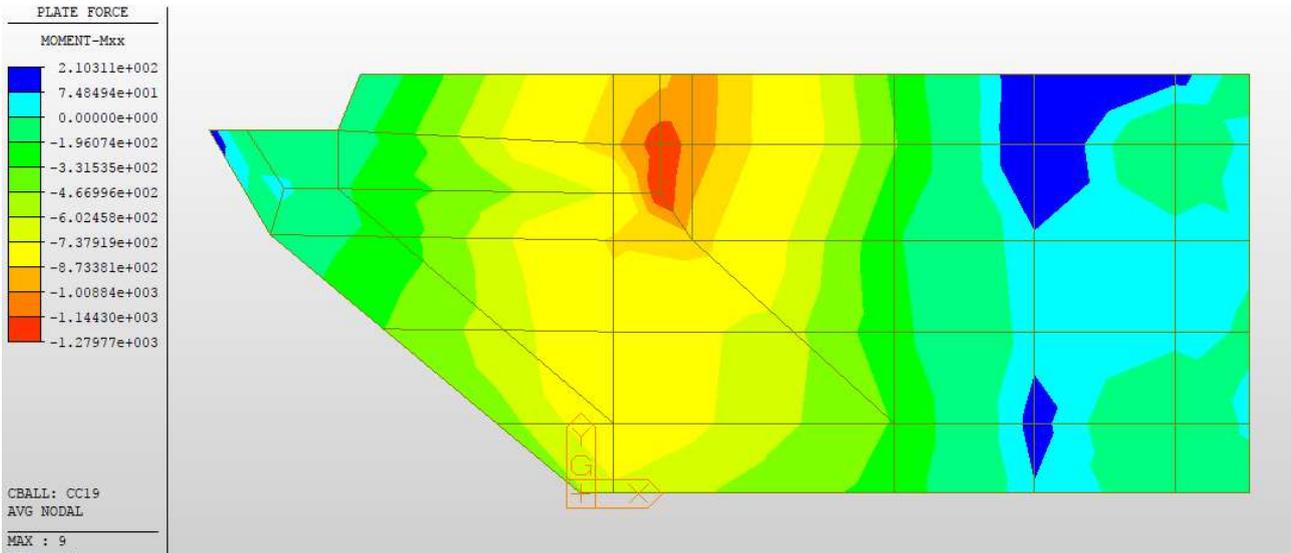


Figura 5-15. Spalle - Modello FEM – Involuppo momenti Mxx SLU paramento

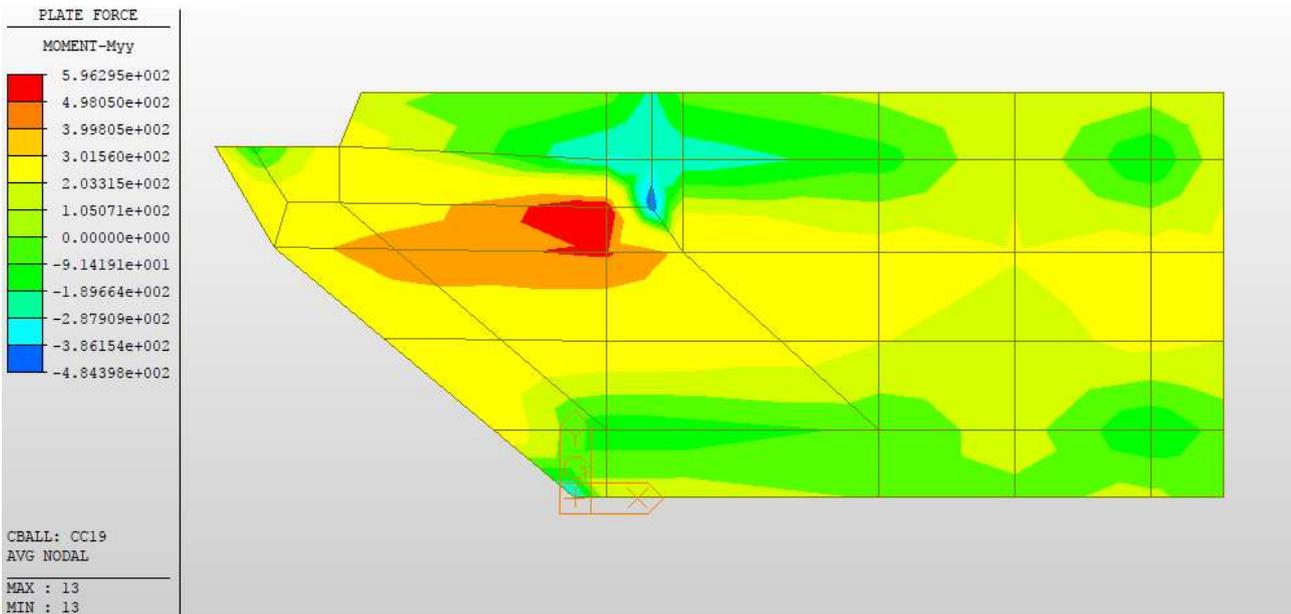


Figura 5-16. Spalle - Modello FEM – Involuppo momenti Myy SLU paramento

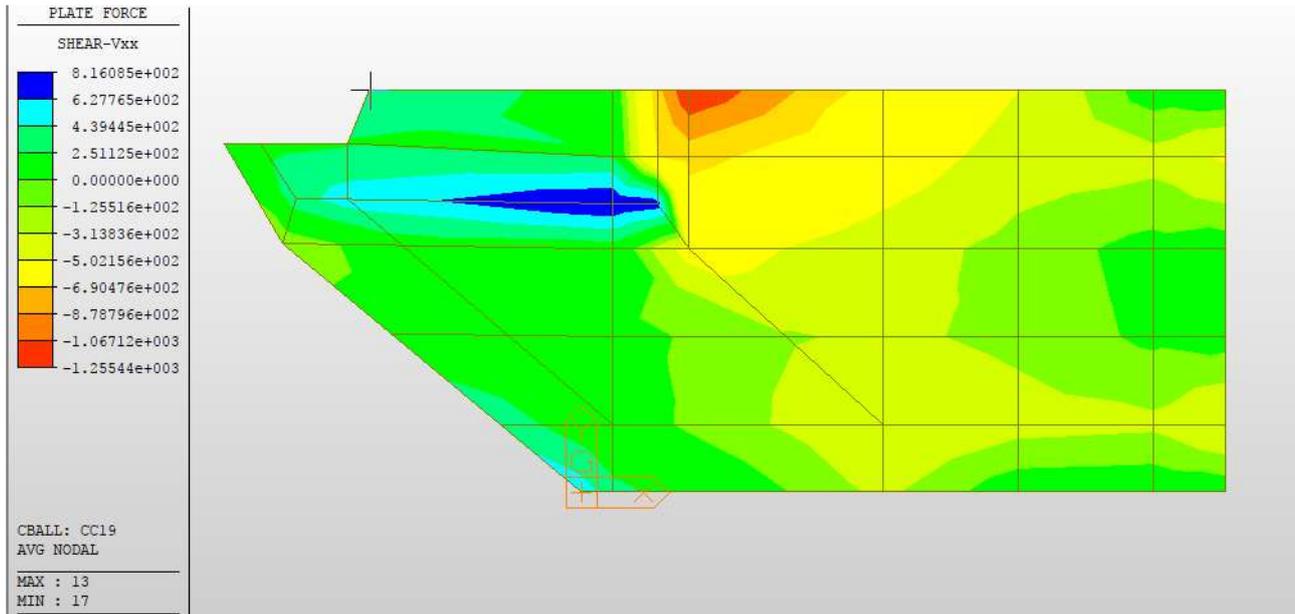


Figura 5-17. Spalle - Modello FEM – Involuppo taglio SLU paramento

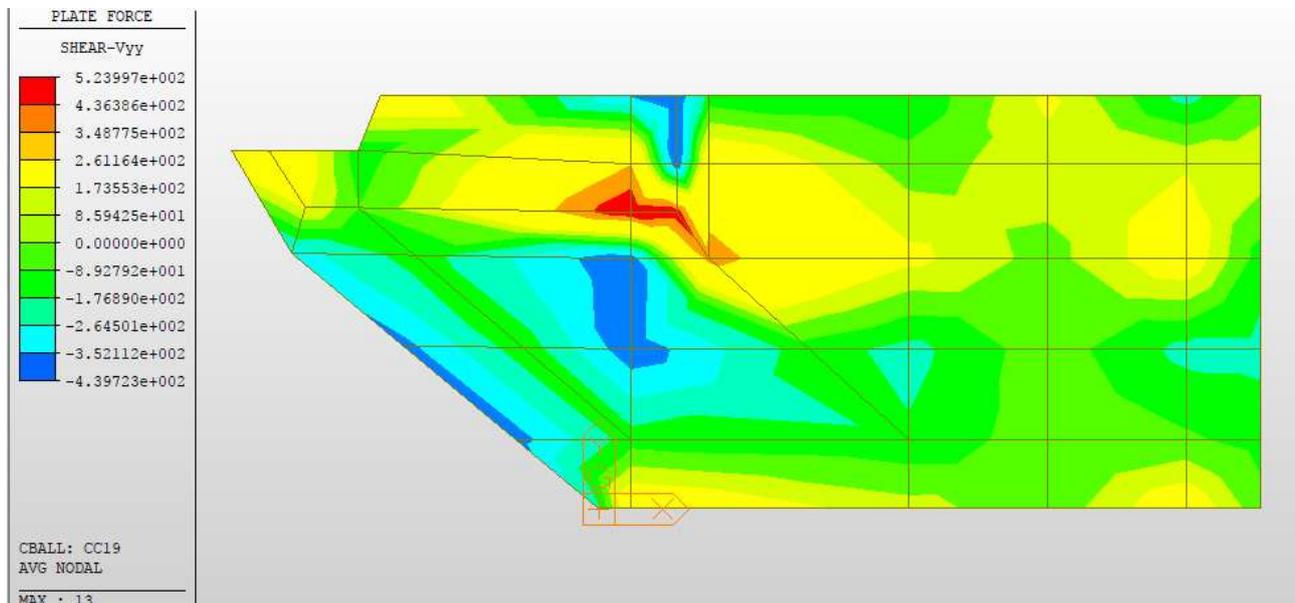


Figura 5-18. Spalle - Modello FEM – Involuppo Azione assiale SLU paramento

#### 5.3.5.4 Verifiche strutturali fondazione

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura direzione x:
  - o Armatura superiore: 1Ø26/20cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/10cm
  - o Armatura a taglio Spilli 1Ø18/40x40cm
- Armatura direzione y:
  - o Armatura superiore: 1Ø26/20cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/10cm
  - o Armatura a taglio Spilli 1Ø18/40x40cm

Si riportano di seguito le verifiche per le armature in direzione X che risultano le più sollecitate:

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

#### Verifiche sezioni

##### ARMATURA DIREZIONE X

##### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sez\_fondazione\_x

(Percorso File: C:\megalvg\lavoro\inter340\sez\_fondazione\_x.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

##### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35		
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	15.86	MPa	
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930	MPa	
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020		
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa	
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.800	MPa	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.800	MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
		Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.00	MPa	
Resist. a snerv. di calcolo fyd:		391.30	MPa	
Resist. ultima di calcolo ftd:		391.30	MPa	
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068		
Modulo Elastico Ef:		200000.0	MPa	
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito		
Coeff. Aderenza istant. β1*β2:		1.00		
Coeff. Aderenza differito β1*β2:		0.50		
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00	MPa		

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	120.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø26	(26.5 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.0	cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione		
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale		
MT	Momento torcente [kN m]		

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1110.00	1255.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	624.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	578.00 (831.23)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.9	cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [kNm]									
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	1110.00	0.03	2207.81	1.989	108.4	2104.78	0.10	0.70	53.1 (17.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.01195	120.0	0.00110	112.0	-0.03015	8.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	18	mm	
Passo staffe:	32.0	cm	[Passo massimo di normativa = 33.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	15.9	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm <sup>2</sup> /m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	AST
1	S	1255.00	452.69	2756.37	1568.29	100.0	21.80	1.000	12.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre > 14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.18	120.0	0.00	87.3	-115.7	112.0	26.2	2620	53.1	9.3

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
ScImin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (ScImin + ScImax)/(2 ScImin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/ScImin) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup> [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure

wk Apertura delle fessure in mm =  $1,7 \cdot \text{Eps} \cdot \text{Srm}$ . Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	2.18	-2.07	---	0.125	1.00	0.400	0.000231 (0.000231)	217	0.085	831.23

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.94	120.0	0.00	87.3	-107.2	112.0	26.2	2620	53.1	9.3

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	2.02	-1.92	---	0.125	1.00	0.400	0.000214 (0.000214)	217	0.079 (0.30)	831.23

**VERIFICA A PUNZONAMENTO ZATTERA DI FONDAZIONE**

La max azione sul palo vale:

N = 1658 kN

**CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA**

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

Caratteristiche materiali

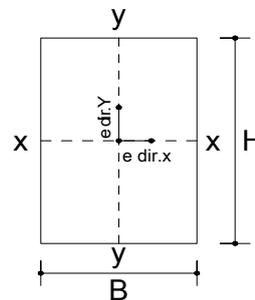
R <sub>ck</sub>	35	N/mm <sup>2</sup>	Yacciaio	1.15	
γ <sub>c</sub>	1.5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	29	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>od</sub>	16.46	N/mm <sup>2</sup>			

Sollecitazioni

N	1658 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	900 mm	base pilastro
H	900 mm	altezza pilastro
s	1200 mm	spessore soletta piena del solaio
c	50 mm	copriferro della soletta piena del solaio
d <sub>x</sub>	1137 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
d <sub>y</sub>	1111 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	1124 mm	altezza utile media



pilastro di bordo

u <sub>0</sub>	2700 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
u* <sub>1</sub>	8862 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
u <sub>1</sub>	9762 mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
β	1.40	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>	0.0024
Asup,y	1Ø 26	passo	200	mm	ρ <sub>l,y</sub>	0.0024
ρ <sub>l</sub>	0.0024	percentuale geometrica di armatura.				
k	1.42					

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> = 0.76 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

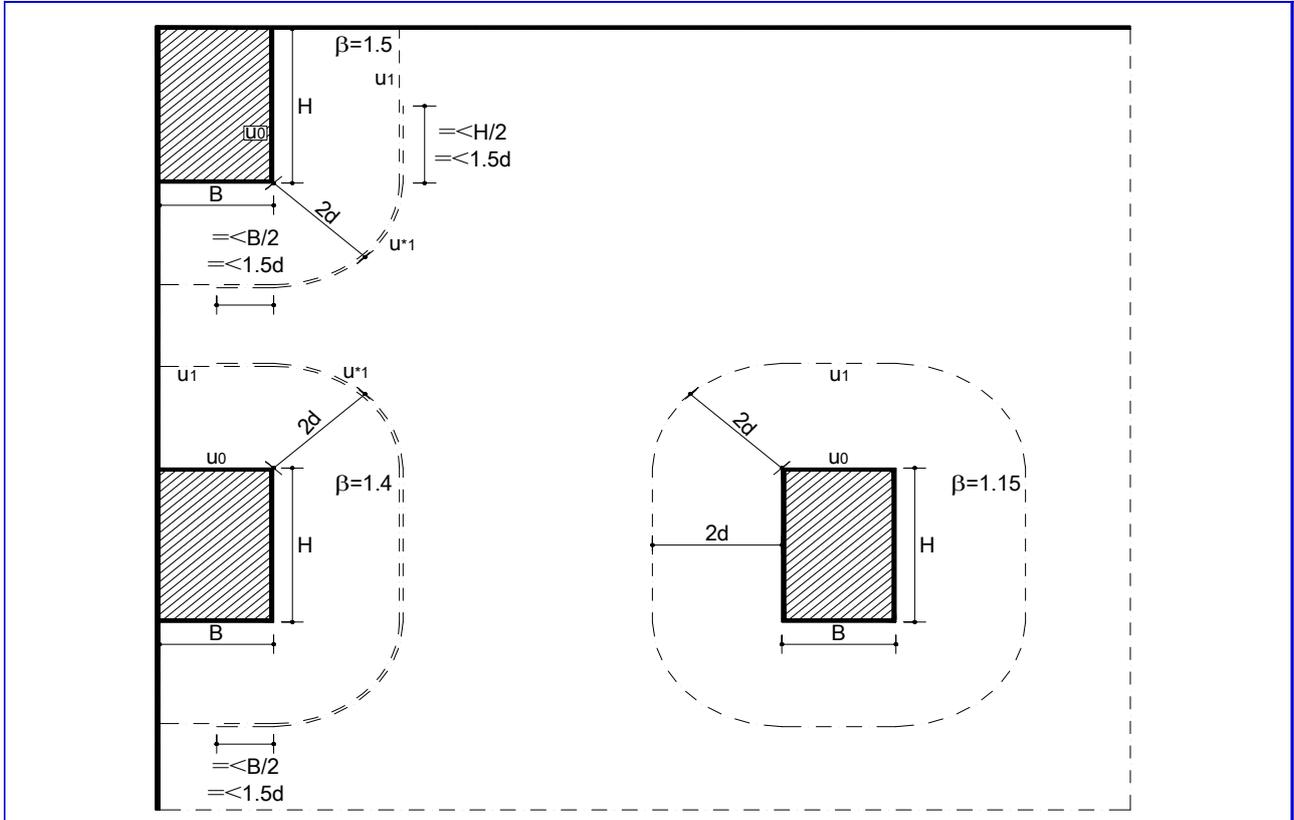
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

V<sub>Ed</sub> = 0.21 N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

V<sub>Rd,max</sub> = 0.32 N/mm<sup>2</sup>

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



### 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 1.60 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  $45^\circ$ .

Si considera una diffusione del carico a  $45^\circ$  su una larghezza di  $2,40+1.60 = 4.00$  m, ipotizzando a favore di sicurezza che la frenatura avvenga ad uno dei due estremi della spalla, e quindi una forza di frenatura a metro pari a  $f = 180/4.0 = 45.0$  kN/m.

Le azioni alla base del paraghiaia determinate dal modello di calcolo sono riportate nella seguente tabella.(vedi in particolare CC 4 per SLU).

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura paraghiaia:
  - o Armatura lato controterra 1Ø18/20cm +1Ø12/40cm
  - 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

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 =	1.6	m	profondità sezione di verifica
Mpp =	5.8	kNm/m	Tpp = 10.9 kN/m
<i>Spinta terra dovuta al carico accidentale (Qacc)</i>			
q =	20	kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico accidentale
Macc =	10.9	kNm/m	Tacc = 13.6 kN/m
<i>Frenatura veicolo (Qfren)</i>			
F =	180	kN	
h urto =	0.0	m	
Murto =	72.0	kNm/m	Turto = 48.6 kN/m
<i>Vento su FOA (Qvento)</i>			
h FOA =	0	m	altezza barriera FOA
F =	0	kN	Azione max del vento per ciascun montante
M =	0	m	Momento alla base di ciascun montante
i mont =	3	m	interasse montanti barriera FOA
M v1 =	0.0	kNm/m	Tv1 = 0.0 kN/m
<i>Sisma (Qsisma)</i>			
kh =	0.344		ag max orizzontale
kv =	0.172		ag max verticale
kae =	0.630		coefficiente di spinta in condizioni sismiche
Fi =	17.2	kN/m	Forza inerzia risolto + terreno
Fs =	7.5	kN/m	Incremento spinta terreno
M sisma =	31.6	kNm/m	Tsisma = 39.5 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 (fren) = 1.35*Qperm + 1.35*Qacc + 1.35*Qfren						
4-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 =	22.6	kNm/m	Td =	33.2	kN/m
2-SLU	Md =	18.9	kNm/m	Td =	28.6	kN/m
3-SLU (frenatur	Md =	119.8	kNm/m	Td =	98.8	kN/m
4-SLU (sisma)	Md =	39.6	kNm/m	Td =	64.0	kN/m
SLER	Md =	14.0	kNm/m	Td =	21.2	kN/m
SLEF	Md =	14.0	kNm/m	Td =	21.2	kN/m
SLEQ	Md =	5.8	kNm/m	Td =	10.9	kN/m
<b>DATI GEOMETRICI</b>						
<b>b =</b>	1	m				
<b>h =</b>	0.4	m				
<b>c' =</b>	0.050	m				
<b>As' =</b>	0.00101	m <sup>2</sup>	5	fi	16	
<b>c =</b>	0.050					
<b>As =</b>	0.00156	m <sup>2</sup>	5	fi	18	
<b>d' =</b>	0.058		2.5		12	
<b>d =</b>	0.341	m				
			fi	s	n° b	
<b>As taglio =</b>	0.00038	m <sup>2</sup>	14	0.4	2.5	
<b>ctg teta =</b>	2					
<b>alfa =</b>	90					
<b>Mu =</b>	197.3	kNm/m				
<b>Tu =</b>	206.3	kN/m	(sezione non armata)			
<b>Tu =</b>	231.08	kN/m	(sezione con armature resistenti a taglio)			
<b>VERIFICHE</b>						
<b>SLU</b>						
CC1	Md =	22.6	kN/m	<	Mu =	197.3 kNm/m ok!
CC1	Td =	33.2	kN/m	<	Tu =	206.3 KN/m ok!
CC2	Md =	18.9	kN/m	<	Mu =	197.3 kNm/m ok!
CC2	Td =	28.6	kN/m	<	Tu =	206.3 KN/m ok!
CC3	Md =	119.8	kN/m	<	Mu =	197.3 kNm/m ok!
CC3	Td =	98.8	kN/m	<	Tu =	206.3 KN/m ok!
CC4	Md =	39.6	kN/m	<	Mu =	197.3 kNm/m ok!
CC4	Td =	64.0	kN/m	<	Tu =	206.3 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	14.0	0.8	6.0	29.5	-	
CC Freq	14.0	0.8	6.0	29.5	0.056	
CC QP	5.8	0.3	2.5	12.2	0.023	

### 5.3.7 Analisi strutturale della soletta

Si riporta il calcolo per la soletta superiore considerandola stessa con uno schema di trave appoggiata

CARICHI DI PROGETTO						
<i>Peso proprio e peso permanenti (Qpp)</i>						
$\gamma$ terr =	22	kN/m <sup>3</sup>				
$\varphi$ =	35	°				
ko =	0.426					
ka =	0.271					
z ver =	1.3	m	profondità sezione di verifica			
Mpp =	78.9	kNm/m			Tpp =	85.3 kN/m
<i>Carico Accidentale Tandem</i>						
Qa =	600	kN				
qa =	37.5	m	superficie di diffusione (2.4+2*1.5)*(2.4+1.5)			
Murto =	64.2	kNm/m			Turto =	69.4 kN/m
Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo						
1-SLU = 1.35*Qperm + 1.35*Qacc						
SLER = 1.0*Qperm + 1.0*0.75*Qacc						
SLEF = 1.0*Qperm + 1.0*0.75Qacc						
SLEQ = 1.0*Qperm						
AZIONI DI CALCOLO						
1-SLU	Md =	193.1	kNm/m		Td =	208.8 kN/m
SLER	Md =	127.0	kNm/m		Td =	137.3 kN/m
SLEF	Md =	127.0	kNm/m		Td =	137.3 kN/m
SLEQ	Md =	78.9	kNm/m		Td =	85.3 kN/m
DATI GEOMETRICI				MATERIALI		
b =	1	m		CLS	32/40	
h =	0.65	m		fc =	32 N/mm <sup>2</sup>	
c' =	0.050	m		fcd =	18.1 N/mm <sup>2</sup>	
As' =	0.00354	m <sup>2</sup>	6.67	fi	26	
c =	0.050			ACCIAIO	B450C	
As =	0.00254	m <sup>2</sup>	6.67	fi	22	
d' =	0.063		0		12	
d =	0.589	m			E acc = 200000 N/mm <sup>2</sup>	
			fi	s	n° b	
As taglio =	0.00038	m <sup>2</sup>	14	0.4	2.5	
ctg teta =	2					
alfa =	90					
Mu =	557.2	kNm/m				
Tu =	354.7	kN/m	(sezione non armata)			
Tu =	399.14	kN/m	(sezione con armature resistenti a taglio)			
VERIFICHE						
SLU						
CC1	Md =	193.1	kN/m	<	Mu =	557.2 kN/m ok!
CC1	Td =	208.8	kN/m	<	Tu =	354.7 KN/m ok!
SLE						
	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	127.0	2.1	21.3	93.0	-	
CC Freq	127.0	2.1	21.3	93.0	0.140	
CC QP	78.9	1.3	13.2	57.7	0.087	

### 5.3.8 Analisi strutturale della mensola di appoggio impalcato

Si riporta il calcolo per la mensola tozza di appoggio della trave di impalcato.

La reazione max risulta pari a

$N_{max} = 1139 \text{ kN}$  (max reazione appoggio impalcato SLU)

VERIFICA TIRANTE-PUNTONE					
F =	1139 kN	Reazione micropalo			
b =	0.8 m				
h =	0.9 m				
$\alpha =$	48.4 °	=	0.84 rad		
T =	1012.4 kN	Azione nel tirante			
C =	1523.9 kN	Azione nel puntone			
<i>Verifica tirante</i>					
Af =	53.09 cm <sup>2</sup>	=	10 $\Phi$	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>				
$\sigma_s =$	190.7 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> =	22.8 N/mm <sup>2</sup>				
l <sub>b</sub> =	0.40 m	larghezza appoggio			
h <sub>c</sub> =	0.15 m				
c =	0.40 m				
a =	0.6 m				
$\sigma_c =$	6.4 N/mm <sup>2</sup>	<	f <sub>cd</sub>	ok!	
<i>Verifica nodo</i>					
a =	0.4 m	larghezza appoggio			
b =	0.4 m	lunghezza appoggio			
m =	1	coefficiente confinamento			
c <sub>1</sub> =	0.75	coefficiente per ancoraggio con 1 tirante			
$\Phi =$	0.9	coefficiente appoggio			
$\sigma_c =$	7.1 N/mm <sup>2</sup>	<	18.9 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>cu</sub>	ok!

In condizioni di esercizio SLEF si ha  $N_{max} = 705 \text{ kN}$

VERIFICA TIRANTE-PUNTO					
F =	705 kN		Reazione micropalo		
b =	0.8 m				
h =	0.9 m				
$\alpha =$	48.4 °	=	0.84 rad		
T =	626.7 kN		Azione nel tirante		
C =	943.3 kN		Azione nel puntone		
<i>Verifica tirante</i>					
Af =	53.09 cm <sup>2</sup>	=	10 $\Phi$	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>				
$\sigma_s =$	118.0 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> =	22.8 N/mm <sup>2</sup>				
l <sub>b</sub> =	0.40 m		larghezza appoggio		
h <sub>c</sub> =	0.15 m				
c =	0.40 m				
a =	0.6 m				
$\sigma_c =$	3.9 N/mm <sup>2</sup>	<	f <sub>cd</sub>	ok!	
<i>Verifica nodo</i>					
a =	0.4 m		larghezza appoggio		
b =	0.4 m		lunghezza appoggio		
m =	1		coefficiente confinamento		
c <sub>1</sub> =	0.75		coefficiente per ancoraggio con 1 tirante		
$\Phi =$	0.9		coefficiente appoggio		
$\sigma_c =$	4.4 N/mm <sup>2</sup>	<	18.9 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>cu</sub>	ok!

Risultando l'interasse tra le barre pari a  $i = 150 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 118 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ .

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 di sicurezza posti ad interasse 3m.

<b>MURO RISVOLTO</b>						
<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	m	profondità sezione di verifica			
Mpp =	1.4	kNm/m	Tpp = 4.3 kN/m			
<i>Spinta terra dovuta al carico accidentale (Qacc)</i>						
q =	20	kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico accidentale			
Macc =	4.3	kNm/m	Tacc = 8.5 kN/m			
<i>Urto veicolo in svio (Qurto)</i>						
F =	100	kN				
h urto =	1.2	m				
Murto =	88.0	kNm/m	Turto = 40.0 kN/m			
<i>Vento su FOA (Qvento)</i>						
h FOA =	6.5	m	altezza barriera FOA			
F =	0	kN	Azione max del vento per ciascun montante			
M =	0	m	Momento alla base di ciascun montante			
i mont =	3	m	interasse montanti barriera FOA			
M v1 =	0.0	kNm/m	Tv1 = 0.0 kN/m			
<i>Sisma (Qsisma)</i>						
kh =	0.344		ag max orizzontale			
kv =	0.172		ag max verticale			
kae =	0.630		coefficiente di spinta in condizioni sismiche			
Fi =	19.8	kN/m	Forza inerzia risvolto + terreno			
Fs =	4.7	kN/m	Incremento spinta terreno			
M sisma =	12.2	kNm/m	Tsisma = 24.5 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 (urto) = 1.0*Qperm + 1.0*Qacc + 1.0*Qurto						
4-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*0.75*Qacc + 1.0*0.2*Qvento						
SLEQ = 1.0*Qperm						
<b>AZIONI DI CALCOLO</b>						
1-SLU	Md =	7.7	kNm/m	Td =	17.3	kN/m
2-SLU	Md =	6.2	kNm/m	Td =	14.4	kN/m
3-SLU (urto)	Md =	93.7	kNm/m	Td =	46.0	kN/m
4-SLU (sisma)	Md =	14.5	kNm/m	Td =	37.2	kN/m
SLER	Md =	4.6	kNm/m	Td =	10.7	kN/m
SLEF	Md =	4.6	kNm/m	Td =	10.7	kN/m
SLEQ	Md =	1.4	kNm/m	Td =	4.3	kN/m



### 5.3.9 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 = 261 kN per appoggio

VERIFICA TIRANTE-PUNTONE					
F =	261 kN	Azione orizzontale sismica			
b =	0.3 m				
h =	0.45 m				
$\alpha =$	56.3 °	=	0.98 rad		
T =	174.0 kN	Azione nel tirante			
C =	313.7 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>				
$\sigma_s =$	307.7 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				
$\sigma_c =$	0.9 N/mm <sup>2</sup>	<	f <sub>cd</sub>	ok!	
<i>Verifica nodo</i>					
a =	0.3 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			
$\sigma_c =$	4.4 N/mm <sup>2</sup>	<	23.6 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>cu</sub>	ok!

### 5.3.10 Analisi strutturale della sottofondazione (pali)

L'analisi strutturale della sottofondazione (pali) è riportata nella relazione geotecnica a cui si rimanda per i dettagli.

Nel seguito si riportano le azioni agenti ad intradosso fondazione, valutate nel baricentro della palificata e desunte dal modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti, che vengono utilizzate per l'analisi riportata nel citato documento.

Combinazione		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
S.L.U. PERSISTENTI	CC1	1326	108	8579	3458	11553	-3158
	CC2	1326	108	9319	4583	16506	-3180
	CC3	1365	108	9131	4297	15530	-3230
	CC4	1327	87	8725	3852	12848	-3086
	CC5	1326	108	6355	2336	9786	-3148
	CC6	1326	108	7095	3461	14739	-3170
	CC7	1305	87	6907	3348	13485	-3016
	CC8	1327	87	6501	2730	11081	-3077
S.L.U. SISMICI	CC9	3688	86	7455	3070	16326	-4480
	CC10	3564	73	5257	2062	13853	-4150
	CC11	1695	2355	7784	-1407	11415	-5094
	CC12	1658	2352	4927	-2821	8774	-4986
S.L.E. COMB. RARE	CC13	982	80	6355	2561	8558	-2339
	CC14	982	80	6903	3395	12227	-2355
	CC15	1011	80	6765	3185	11511	-2393
	CC16	1011	80	6464	2726	9492	-2384
S.L.E. COMB. FREQUENTI	CC17	938	64	6355	2688	8354	-2188
	CC18	938	64	6765	3311	11099	-2201

Figura 5-19. Spalla Lato Rimini – Azioni di calcolo all'intradosso della fondazione

In passaggio dal sistema di riferimento del programma di analisi ad elementi finiti al programma di calcolo della palificata (GROUP) prevede le seguenti trasformazioni:

Programma GROUP	Vertical Load Fx	Horizontal Load Fy	Moment Mz	Horizontal Load Fz	Moment My	Torsional Moment Mx
	=	=	=	=	=	=
Programma di analisi ad elementi finiti	FZ	FY	MX	FX	MY	MZ

## 5.4 SPALLA LATO BOLOGNA AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

La spalla lato Bologna (vedere figura seguente) si compone di:

- Paramento frontale (elevazione spalla) di altezza  $H_2 = 4.60 + 0.50 = 5.10$  m e spessore  $b_2 = 2.20$  m (in retto, 2.55 in retto), con cordolo superiore di altezza  $H_3 = 0.70 + 0.50 = 1.20$  m e spessore  $b_3 = 3.10$  m (in retto) e muro paraghiaia di altezza  $H_4 = 1.31$  m e spessore  $b_3 = 0.30$  m (in retto). Il paramento aggetta rispetto al plinto di 1.30 m (in retto, 1.13 m in obliquo).
- Paramento laterale (muro d'ala) di altezza  $H = 7.77$  m costituito da un tratto superiore di altezza 2.97 m con spessore costante (0.70 m) ed un tratto inferiore di altezza 4.80 m con spessore variabile (0.70 m ÷ 1.66 m) per uno sviluppo di 6.65 m.
- Plinto di fondazione con pianta a forma trapezoidale (base maggiore di 14.10 m, base minore teorica di 11.10 m ed altezza di 5.20 m) avente spessore  $H_1 = 1.20$  m e fondato su n.° 9 pali DN1000 disposti secondo una maglia di dimensioni 3.00 x 3.00 m. Sul lato prospiciente la spalla esistente è presente una risega di altezza circa pari a 0.60 m necessaria per evitare la demolizione del plinto esistente.

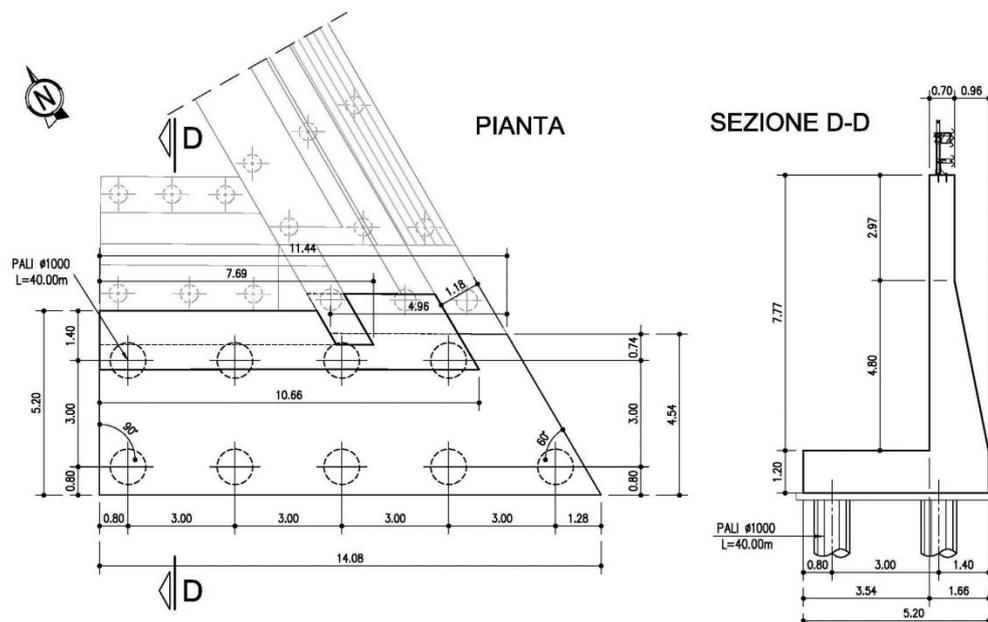


Figura 5-20. Spalla Lato Bologna – Pianta e sezioni

La struttura presenta rigidità nella direzione longitudinale al suo sviluppo (direzione parallela all'asse autostradale) molto superiore rispetto a quella nella direzione trasversale (direzione ortogonale all'asse autostradale). Anche lo schema di applicazione dei carichi è tale per cui le azioni prevalenti (spinte delle terre e dei sovraccarichi) sono quelle che interessano la direzione trasversale.

L'appoggio dell'unica trave di ampliamento dell'impalcato insiste direttamente sul fusto dell'elevazione del paramento laterale nella direzione del suo lato lungo (circa 10 m) e pertanto i carichi trasmessi dall'impalcato (in particolare le azioni orizzontali) non comportano sollecitazioni significative.

A fronte di quanto appena esposto, il dimensionamento strutturale della spalla viene condotto con modelli bidimensionali come di seguito riportato:

- Paramento frontale (elevazione spalla): schema statico di mensola orizzontale incastrata nel paramento laterale.
- Paramento laterale (muro d'ala): schema statico di mensola verticale incastrata nel plinto di fondazione.
- Plinto di fondazione: schema statico di mensola orizzontale incastrata nel paramento laterale e caricata dall'azione trasmessa dal palo di fondazione più caricato.

### 5.4.1 Paramento frontale (elevazione spalle)

Considerando la geometria e le condizioni di vincolo del paramento, si effettua il calcolo, in maniera largamente cautelativa, considerando il paramento come una mensola orizzontale.

<b>PARAMENTO SPALLA</b>			
<b>Schema semplificato mensola orizzontale</b>			
L =	1.4 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 =	7 m	profondità sezione di verifica	
Mpp =	58.5 kNm/m	Tpp =	83.6 kN/m
<i>Spinta terra dovuta al carico accidentale (Qacc)</i>			
q =	20 kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico accidentale	
Macc =	8.4 kNm/m	Tacc =	11.9 kN/m
<i>Urto veicolo in svio (Qurto)</i>			
F =	0 kN		
h urto =	1.2 m		
Murto =	0.0 kNm/m	Turto =	0.0 kN/m
<i>Vento su FOA (Qvento)</i>			
h FOA =	6.5 m	altezza barriera FOA	
F =	0 kN	Azione max del vento per ciascun montante	
M =	0 m	Momento alla base di ciascun montante	
i mont =	3 m	interasse montanti barriera FOA	
M v1 =	0.0 kNm/m	Tv1 =	0.0 kN/m
<i>Sisma (Qsisma)</i>			
kh =	0.344	ag max orizzontale	
k <sub>v</sub> =	0.172	ag max verticale	
kae =	0.600	coefficiente di spinta in condizioni sismiche	
Fi =	40.9 kN/m	Forza inerzia risolto + terreno	
Fs =	30.3 kN/m	Incremento spinta terreno	
M sisma =	69.8 kNm/m	Tsisma =	99.7 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 =	90.3 kNm/m	Td = 129.0 kN/m
2-SLU	Md =	87.4 kNm/m	Td = 124.9 kN/m
3-SLU (sisma)	Md =	129.9 kNm/m	Td = 185.6 kN/m
SLER	Md =	64.8 kNm/m	Td = 92.5 kN/m
SLEF	Md =	64.8 kNm/m	Td = 92.5 kN/m
SLEQ	Md =	58.5 kNm/m	Td = 83.6 kN/m



## 5.4.2 Paramento laterale (muro d'ala)

Il paramento laterale (muro d'ala) presenta rigidità nella direzione longitudinale al suo sviluppo molto superiore rispetto a quella nella direzione trasversale. A fronte di quanto appena esposto, si conducono le verifiche solo per le azioni agenti nella direzione trasversale e per metro di lunghezza.

Il paramento laterale (muro d'ala) viene quindi dimensionato con riferimento ad uno schema statico di mensola verticale incastrata nel plinto di fondazione e di altezza  $H = 7.77\text{m}$ .

A testa muro non sono presenti barriere fonoassorbenti, ma guard-rail metallici.

Si considera pertanto, come condizione di carico di tipo eccezionale, l'urto di un veicolo in svio.

Nell'analisi strutturale del muro tale forza concentrata viene cautelativamente ripartita non sull'intera larghezza del muro (7.00 m) ma su una larghezza di soli 2.50 m, valore corrispondente alla larghezza di ripartizione valutata 1.00 m sotto testa muro ( $B = 0.50\text{ m} + 2 \times 1.00\text{ m} \times \tan 45^\circ = 2.50\text{ m}$ ): nel modello a testa elevazione vengono quindi applicati una forza  $F = 100\text{ kN} / 2.5\text{ m} = 40\text{ kN/m}$  ed un momento flettente  $M = 40\text{ kN/m} \times 1.20\text{ m} = 48\text{ kNm/m}$ .

Nello specifico, essendo l'azione dell'urto di tipo eccezionale, vengono previste due apposite combinazioni S.L.U. di tipo eccezionale. Si rileva comunque che l'effetto dell'urto non risulta dimensionante per la struttura.

### 5.4.2.1 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  $25\text{ kN/m}^3$ ;
- (C2): Zavorra (terreno di riempimento): non è presente alcuna zattera di fondazione lato monte => condizione di carico nulla;
- (C3): Spinta delle terre a riposo valutata con riferimento ad un peso del terreno pari a  $20\text{ kN/m}^3$  ed un angolo di attrito  $\Phi' = 35^\circ$  in condizioni di spinta a riposo ( $K_0 = 0.43$ ) su un'altezza di riempimento di 8.00 m;
- (C4a): Sovraccarico accidentale  $Q = 20\text{ kN/m}^2$ , componente verticale: non è presente alcuna zattera di fondazione lato monte => condizione di carico nulla;
- (C4b): Sovraccarico accidentale  $Q = 20\text{ kN/m}^2$ , 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 ( $K_0 = 0.43$ ) su un'altezza di riempimento di 7.77 m;
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (da fonte rumore verso ricettore): FOA non presenti => condizione di carico nulla;
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (pressione dinamica veicolare): FOA non presenti => condizione di carico nulla;
- (C9): Urto del veicolo in svio, forza orizzontale  $F = 40\text{ kN/m}$  e momento flettente  $M = 48\text{ kNm/m}$ , applicati a testa elevazione;
- (CS1 -kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (zavorra, solo componente orizzontale) in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $k_h = 0.344$ ,  $k_v = -0.172$ );
- (CS1 +kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (zavorra, solo componente orizzontale) in presenza di sisma diretto verso il basso ( $k_h = 0.344$ ,  $k_v = 0.172$ );
- (CS2 -kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $K_{a, sis} = 0.60$ );
- (CS2 +kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso il basso ( $K_{a, sis} = 0.47$ ).

### 5.4.2.2 Combinazioni di calcolo

Per l'analisi del paramento si considerano le seguenti combinazioni delle condizioni di carico elementare:

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - ECCEZIONALI	
	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	1.35	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	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C8a	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	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
C9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONE	S.L.U. - SISMICA		SLE- RARA				SLE - FREQUENTE	
	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.00
C4b	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C8a	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00
C9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-21. Spalla Lato Bologna – Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica paramento laterale

Come anticipato nel precedente capitolo, le condizioni di carico C2, C4a, C8a e C8b nel caso in esame sono condizione di carico nulle.

### 5.4.3.1 Analisi strutturale del paramento

Nel seguito si riportano l'analisi dei carichi agenti sul paramento, le corrispondenti combinazioni e le sollecitazioni risultanti che vengono poi utilizzate per le verifiche strutturali.

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

Descrizione	$z_G$ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Paramento	3.21	194.25	0.00	0.00
<b>TOTALE</b>		<b>194</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

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

			$H_{SPINTA}$ [m]		
Comb.	$k_0$	$z_G$ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
M1	0.43	2.59	0	257	-667
M2	0.51	2.59	0	309	799

#### (C4b): Sovraccarico accidentale

			$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
Componente orizzontale	$z_G$ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1	3.89	0	66	-257	
Sovr. accidentale (4b) M2	3.89	0	79	309	

#### (C9): Urto veicolo in svio

Componente orizzontale	$z_G$ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Urto veicolo in svio	7.77	0	40	-359

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

$k_h$	0.344
$k_v$	0.172

#### Sisma diretto verso l'alto: - $k_v$

Descrizione	$z_G$ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Paramento	3.21	-33.44	66.88	-214.68
Zavorra a tergo	4.91	0.00	35.31	-173.38
<b>TOTALE</b>		<b>-33</b>	<b>102</b>	<b>-388</b>

#### Sisma diretto verso il basso: + $k_v$

Descrizione	$z_G$ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Paramento c.a.	3.21	33.44	66.88	-214.68
Zavorra a tergo	4.91	0.00	35.31	-173.38
<b>TOTALE</b>		<b>33</b>	<b>102</b>	<b>-388</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]	$z_G$ [m]	M [kNm/m]
M1	0.27	0.60	163.60	299.87	136	3.89	-529
M2	0.34	0.74	207.35	371.29	164	3.89	637

##### Sisma diretto verso il basso: + $k_v$

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$z_G$ [m]	M [kNm/m]
M1	0.27	0.47	163.60	334.26	171	3.89	-663
M2	0.34	0.58	207.35	408.61	201	3.89	782

Figura 5-22. Spalla Lato Bologna – Analisi dei carichi agenti sul paramento laterale

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 s	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spa	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
C9	Urto veicolo in svio	Qk	sfav	1	\	\	\	\
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			C8a		
	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Elevazione	194	0	0	0	0	0	0	257	-667	0	0	0	0	66	-257	0	0	0
Totale	194	0	0	0	0	0	0	257	-667	0	0	0	0	66	-257	0	0	0

RISULTANTI	C8b			C9			CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Elevazione	0	0	0	0	0	0	-33	102	-388	33	102	-388	0	136	-529	0	171	-663
Totale	0	0	0	0	40	-359	-33	102	-388	33	102	-388	0	136	-529	0	171	-663

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - ECCEZIONALI		S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	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	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	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	1.00	1.00
C4a	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.00	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	1.00	1.00	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	0.00	0.00	0.00	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	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00
C9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	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	0.00	1.00	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	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. - ECCEZIONALI		S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N <sub>Ed</sub>	262	262	262	262	194	194	194	194	194	194	228	161	194	194	194	194	194	194
V <sub>Ed</sub>	437	437	437	437	437	437	437	437	364	364	544	509	324	324	324	324	307	307
M <sub>Ed</sub>	-1248	-1248	-1248	-1248	-1248	-1248	-1248	-1248	-1283	-1283	-1769	-1636	-924	-924	-924	-924	-860	-860

kN/m  
 kN/m  
 kNm/m

Figura 5-23. Spalla Lato Bologna – Combinazioni ed azioni di calcolo sul paramento laterale

### 5.4.3.2 Verifiche del paramento

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato (estradosso zattera di fondazione), desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 5-2. Spalla Lato Bologna – Paramento laterale – Sollecitazioni di verifica

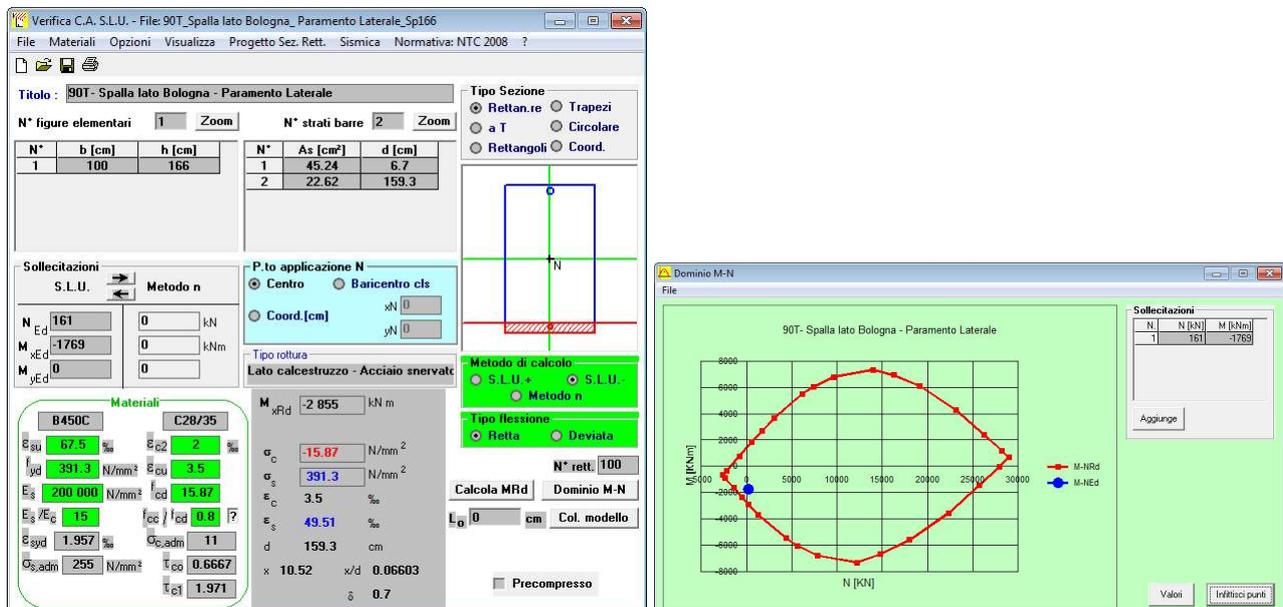
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	-1769	-924	-860
N [kN]	-161 / -262	-194	-194
V [kN]	544	-	-

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 166 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø24/10 cm
- Armatura verticale – lato strada: 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 lato terra)



Risultando  $M_{RD} = 2855 \text{ kNm} > M_{SD} = 1769 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

90T - SPALLA LATO BOLOGNA - PARAMENTO LATERALE

**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	$f_{ctm} =$	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391 N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yd} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	544 kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	-161 kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	166 cm	= 1660 mm
Copriferro	$c =$	3.9 cm	
Diametro barre superiori	$\phi_s =$	24 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_t =$	24 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16 mm	
Numero di barre superiori	$N_s =$	5	
Numero di barre inferiori	$N_t =$	10	
altezza utile della sezione	$d =$	159.3 cm	= 1593 mm

**Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1** (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$   
 con  $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$   
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1.35$   
 $V_{min} = 0.29 \text{ N/mm}^2$

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lnbet oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 45.24 \text{ cm}^2 = 4523.893 \text{ mm}^2$   
 $\rho_1 = 0.0028$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0.10 \text{ N/mm}^2$

$V_{rd1} =$	540 kN
$V_{rdmin} =$	488 kN
<b><math>V_{rd1} =</math></b>	<b>540 kN</b>

**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: Vrcd**

$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$

Definizione del coefficiente maggiorativo  $\alpha_c$

$\alpha_{cp} < 0.00$	=>	$\alpha_c =$	1	membrature non compresse
$0.00 \leq \alpha_{cp} < 3.97$	=>	$\alpha_c =$	1.01	↓
$3.97 \leq \alpha_{cp} < 7.93$	=>	$\alpha_c =$	1.25	
$7.93 \leq \alpha_{cp} < 15.87$	=>	$\alpha_c =$	2.48	

Essendo

$\alpha_{cp} = 0.10 \text{ N/mm}^2$  si assume quindi  $\alpha_c = 1.01$

Resistenza a compressione ridotta  
 Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

$f_{cd} = 7.93 \text{ N/mm}^2 = 0.5 \times f_{cd}$   
 $\alpha = 90^\circ$  (45° per ferri piegati e 90° per staffe)  
 $\alpha = 1.57 \text{ rad}$

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

$\theta = 21.8^\circ$  (compreso tra 21.8° e 45°)  
 $\theta = 0.38 \text{ rad}$

<b><math>V_{rcd} =</math></b>	<b>3961.09 kN</b>	<b>OK! - VERIFICA SODDISFATTA</b>
-------------------------------	-------------------	-----------------------------------

**Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd**

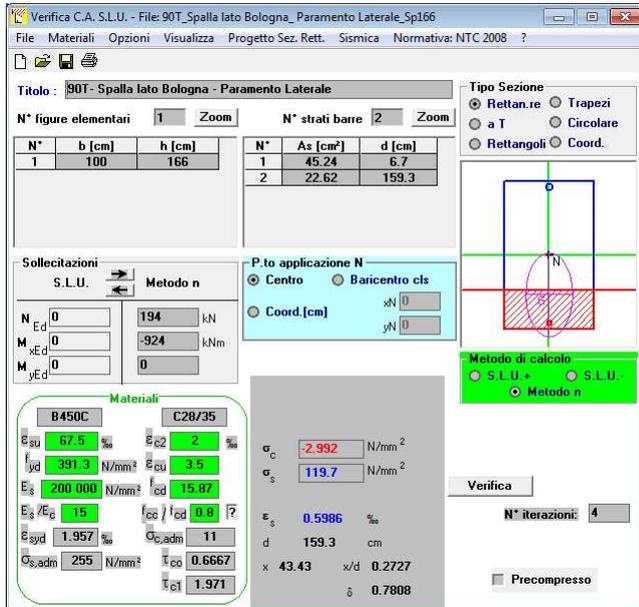
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$

Passo delle staffe	$s =$	40 cm	400 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16 mm	
Braccia resistenti	$n =$	2.5	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	5.03 cm <sup>2</sup>	503 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0009	= $0.08 \times (F_{ck}^{0.5}) / F_{yk}$
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	376.28 mm <sup>2</sup>	= $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)

<b><math>V_{rsd} =</math></b>	<b>1762.60 kN</b>	<b>OK! - VERIFICA SODDISFATTA</b>
-------------------------------	-------------------	-----------------------------------

Risultando  $V_{RCD} = 3961 \text{ kN}$  e  $V_{SCD} = 1763 \text{ kN} > V_{SD} = 544 \text{ kN}$  la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre lato terra)

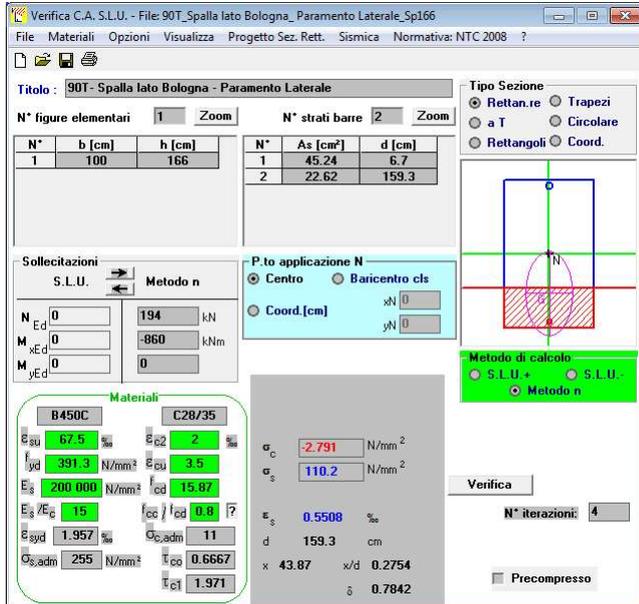


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 3.0 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 120 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre lato terra)



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.8 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 110 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interasse tra le barre pari a  $i = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 110 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

- Verifica locale testata muro per azione urto di veicolo in svio

La parte sommitale del muro d'ala, che presenta spessore di 60 cm, ospita il guard-rail metallico di bordo carreggiata: si esegue pertanto la verifica locale considerando l'azione concentrata ( $F = 100$  kN;  $M = 120$  kNm) trasmessa dal montante della barriera guard-rail.

La verifica viene condotta a 1 m da testa elevazione trascurando qualsiasi tipo di diffusione del carico concentrato.

Con riferimento alla tabella delle combinazioni riportata in Figura 5-21, essendo l'urto un'azione di tipo eccezionale, la verifica allo S.L.U. viene condotta considerando le combinazioni 9 e 10 che, essendo nulli i carichi C2 (zavorra su zattera) e C4a (componente verticale del sovraccarico accidentale), conducono alla medesima sollecitazione. Risultata:

$$N_{SD} = 15 \text{ kN/m (compressione)}$$

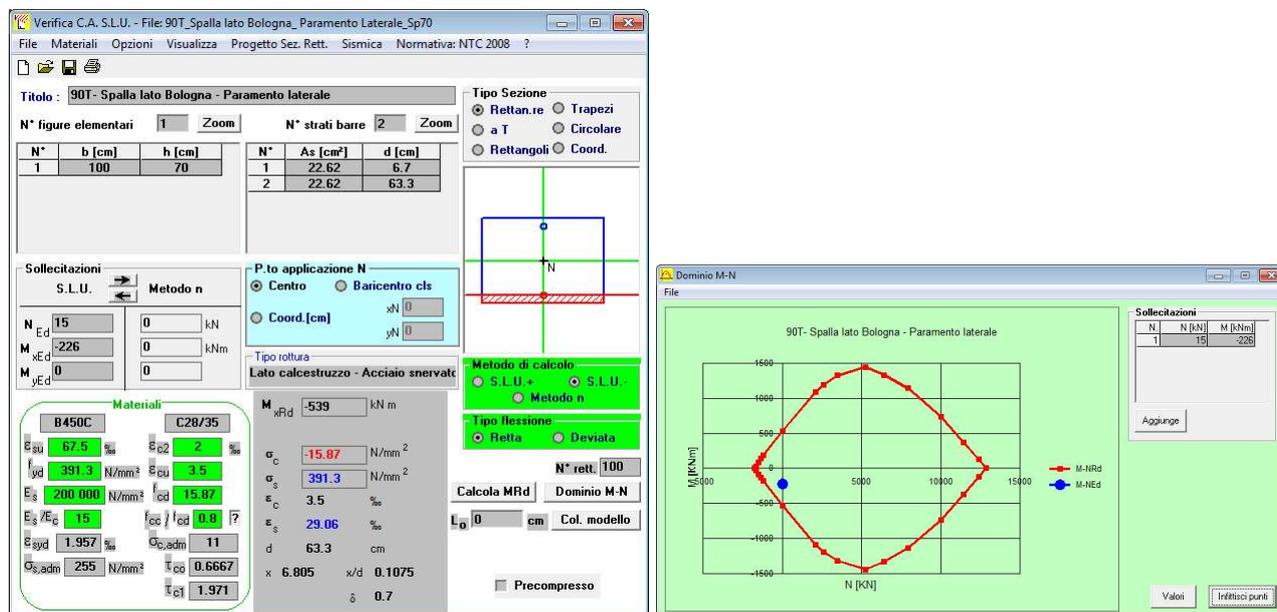
$$M_{SD} = -226 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 113 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 60 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra:  $1\text{Ø}24/20\text{cm}$
- Armatura verticale – lato strada:  $1\text{Ø}24/20\text{cm}$
- 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  $M_{RD} = 539$  kNm  $>$   $M_{SD} = 226$  kNm la verifica a pressoflessione è quindi soddisfatta.

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

90T - SPALLA LATO BOLOGNA - PARAMENTO LATERALE

**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	$f_{ctm} =$	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>2/3</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391 N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	113 kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	-15 kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	70 cm	= 700 mm
Copriferro	$c =$	3.9 cm	
Diametro barre superiori	$\phi_e =$	24 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_i =$	24 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16 mm	
Numero di barre superiori	$N_2 =$	5	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	5	
altezza utile della sezione	$d =$	63.3 cm	= 633 mm

**Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1** (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$   
 con  $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$        $K = 1.56$   
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$        $V_{min} = 0.36 \text{ N/mm}^2$

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$

$A_{s1}$  = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1bnet oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 22.62 \text{ cm}^2 = 2261.947 \text{ mm}^2$   
 $\rho_1 = 0.0036$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0.02 \text{ N/mm}^2$

$V_{rd1} =$	258 kN	
$V_{rdmin} =$	231 kN	
<b><math>V_{rd1} =</math></b>	<b>258 kN</b>	<b>OK! - VERIFICA SODDISFATTA</b>

Risultando  $V_{RD1} = 258 \text{ kN} > V_{SD} = 113 \text{ kN}$  la verifica è quindi soddisfatta senza necessita di apposita armatura a taglio (comunque presente).

### 5.4.4 Analisi strutturale del plinto di fondazione

Per la verifica della fondazione si considera che il plinto sia una mensola incastrata in corrispondenza del paramento verticale caricata dall'azione trasmessa dal palo di fondazione e dal carico dovuto al peso proprio del plinto medesimo e del ricoprimento in terra.

Si verifica al massimo momento ed al massimo taglio la sezione di incastro del plinto.

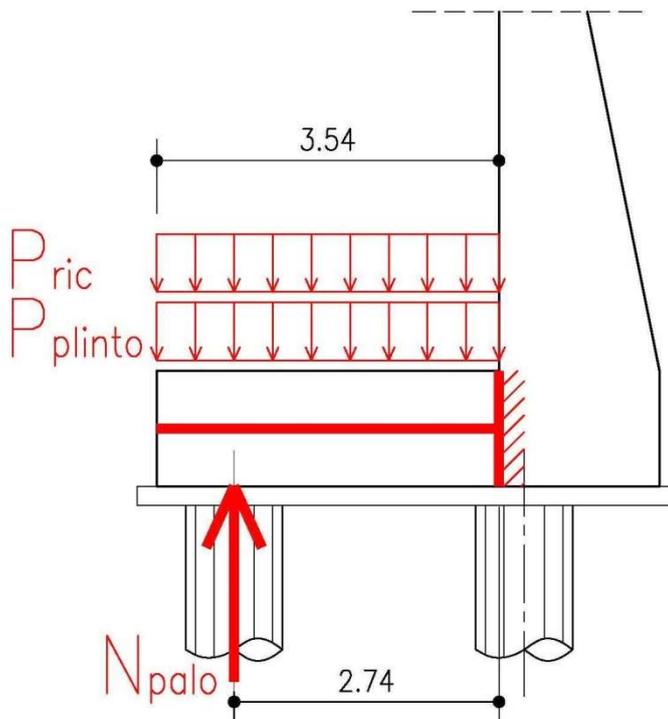


Figura 5-24. Spalla Lato Bologna – Plinto di fondazione - Schema di calcolo

Il peso del plinto è pari a  $P_{plinto} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}^2$ , mentre il peso del ricoprimento è pari a  $P_{ric} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} = 8 \text{ kN/m}^2$ .

L'azione trasmessa dal palo ( $N_{palo}$ ) viene desunta dall'analisi strutturale della sottofondazione riportata nella relazione geotecnica.

La verifica viene condotta considerando una sezione di plinto di larghezza unitaria e pertanto l'azione trasmessa dal palo ( $N_{palo}$ ) viene ridotta considerando la larghezza di influenza dei pali; in favore di sicurezza, invece di considerare come larghezza di influenza l'interasse nominale tra i pali ( $b_{inf} = i = 3.00 \text{ m}$ ) si considera la larghezza di influenza del palo di bordo pari a  $b_{inf} = 0.80 \text{ m} + i / 2 = 2.30 \text{ m} < i = 3.00 \text{ m}$ .

Le azioni  $N_{palo}$  e  $N'_{palo} = N_{palo} / b_{inf}$  trasmesse dal palo di bordo nelle varie combinazioni sono riassunte nel seguito.

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. eccezionale		S.L.U. sismico		S.L.E.					
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				9	10	11	12	Rara			frequente		
	1	2	3	4	5	6	7	8					13	14	15	16	17	18
$N_{palo}$ [kN]	2250	2260	2250	2260	2140	2150	2140	2150	1980	1980	2910	2640	1670	1670	1670	1670	1590	1600
$N'_{palo}$ [kN/m]	978	983	978	983	930	935	930	935	861	861	1265	1148	726	726	726	726	691	696

Figura 5-25. Spalla Lato Bologna – Plinto di fondazione – Azioni trasmesse dai pali

Partendo dalle azioni trasmesse dal palo ( $N'_{palo}$ ) e considerando per ciascuna combinazione di verifica l'effetto dovuto a peso proprio del plinto ( $P_{plinto}$ ) e peso del ricoprimento ( $P_{ric}$ ), effetti questi valutati con riferimento ai coefficienti di combinazione associati in ciascuna combinazione alla condizione di carico C1 “*Carichi permanenti - strutturali e non*”, si valutano le sollecitazioni di verifica nel seguito riportate (momenti flettenti positivi se tendono le fibre di intradosso plinto).

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. eccezionale		S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione						sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
COMBINAZIONE												
$M_{NPalo}$ [kNm/m]	2680	2692	2680	2692	2549	2561	2549	2561	2359	2359	3467	3145
$M_{Pplinto+Pric}$ [kNm/m]	-321	-321	-321	-321	-238	-238	-238	-238	-238	-238	-279	-197
$M_{SD} = M_{NPalo} + M_{Pplinto+Pric}$ [kNm/m]	2359	2371	2359	2371	2311	2323	2311	2323	2121	2121	3188	2948

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. eccezionale		S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione						sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
COMBINAZIONE												
$V_{NPalo}$ [kN/m]	978	983	978	983	930	935	930	935	861	861	1265	1148
$V_{Pplinto+Pric}$ [kN/m]	-182	-182	-182	-182	-135	-135	-135	-135	-135	-135	-158	-111
$V_{SD} = V_{NPalo} + V_{Pplinto+Pric}$ [kN/m]	797	801	797	801	796	800	796	800	726	726	1108	1036

DESCRIZIONE	S.L.E.					
	Rara				frequente	
	13	14	15	16	17	18
COMBINAZIONE						
$M_{NPalo}$ [kNm/m]	1989	1989	1989	1989	1894	1906
$M_{Pplinto+Pric}$ [kNm/m]	-238	-238	-238	-238	-238	-238
$M_{SD} = M_{NPalo} + M_{Pplinto+Pric}$ [kNm/m]	1751	1751	1751	1751	1656	1668

DESCRIZIONE	S.L.E.					
	Rara				frequente	
	13	14	15	16	17	18
COMBINAZIONE						
$V_{NPalo}$ [kN/m]	726	726	726	726	691	696
$V_{Pplinto+Pric}$ [kN/m]	-135	-135	-135	-135	-135	-135
$V_{SD} = V_{NPalo} + V_{Pplinto+Pric}$ [kN/m]	592	592	592	592	557	561

Figura 5-26. Spalla Lato Bologna – Plinto di fondazione – Sollecitazioni

5.4.4.1 Verifiche strutturali avanzattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di incastro (filo elevazione), desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 5-3. Spalla Lato Bologna – Avanzattera – Sollecitazioni di verifica

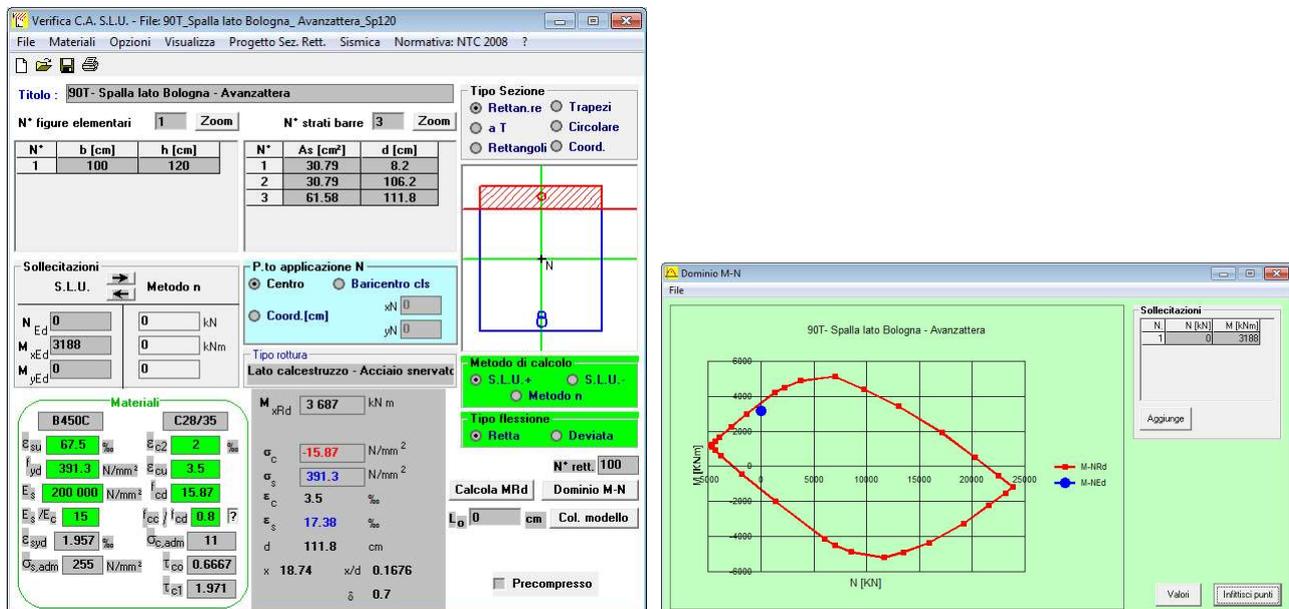
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	3188	1751	1668
N [kN]	0	0	0
V [kN]	1108	-	-

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 120 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm).

- Armatura superiore: 1Ø28/20cm
- Armatura inferiore: 1Ø28/10cm + 1Ø28/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø18/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a flessione della sezione di incastro (tese fibre inferiori)



Risultando  $M_{RD} = 3687 \text{ kNm} > M_{SD} = 3188 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

90T - SPALLA LATO BOLOGNA - 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	$f_{ctm} =$	2.8	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	15.87	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup> = $f_{yd} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	1108	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	120	cm = 1200 mm
Copriferro	$c =$	5	cm
Diametro barre superiori	$\phi_s =$	28	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_i =$	28	mm (armatura tesa, diametro equivalente)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	18	mm
Numero di barre superiori	$N_2 =$	5	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	15	
altezza utile della sezione	$d =$	111.8	cm = 1118 mm

**Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1** (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$   
 con  $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$   
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1.42$   
 $V_{min} = 0.31$  N/mm<sup>2</sup>

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+l<sub>bet</sub> oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 92.36$  cm<sup>2</sup> = 9236.282 mm<sup>2</sup>  
 $\rho_1 = 0.0083$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_{cs} \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0.00$  N/mm<sup>2</sup>

Vrd1=	544	kN
Vrdmin=	351	kN
<b>Vrd1 =</b>	<b>544</b>	<b>kN</b>

**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: Vrcd**

$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$

Definizione del coefficiente maggiorativo  $\alpha_c$

$\alpha_c < 0.00$	=>	$\alpha_c = 1$	membrature non compresse
$0.00 \leq \alpha_c < 3.97$	=>	$\alpha_c = 1.00$	↓
$3.97 \leq \alpha_c \leq 7.93$	=>	$\alpha_c = 1.25$	
$7.93 < \alpha_c < 15.87$	=>	$\alpha_c = 2.50$	

Essendo  $\sigma_{cp} = 0.00$  N/mm<sup>2</sup> si assume quindi  $\alpha_c = 1$

Resistenza a compressione ridotta  $f_{cd} = 7.93$  N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x fcd

Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio  $\alpha = 90^\circ$  (45° per ferri piegati e 90° per staffe)

$\alpha = 1.57$  rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi  $\theta = 21.8^\circ$  (compreso tra 21.8° e 45°)

$\theta = 0.38$  rad

<b>Vrcd =</b>	<b>2752.45</b>	<b>kN</b>
---------------	----------------	-----------

**OK! - VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd**

$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$

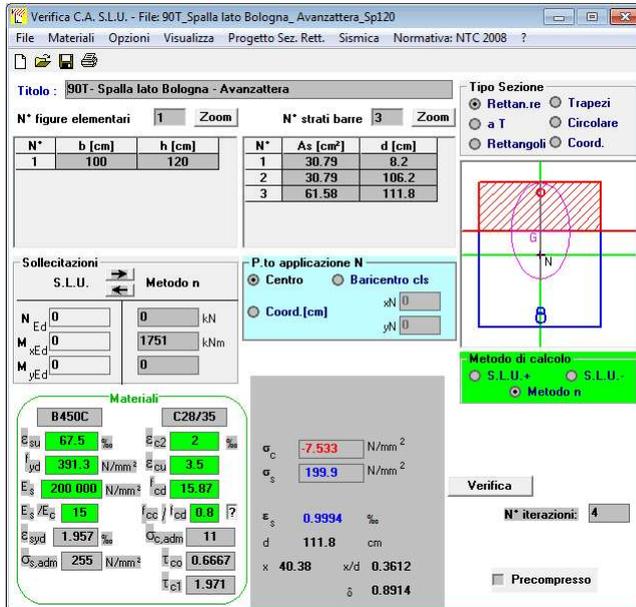
Passo delle staffe	$s =$	40	cm	400	mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	18	mm		
Braccia resistenti	$n =$	2.5			
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	6.36	cm <sup>2</sup>	636	mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0009			= 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	376.28	mm <sup>2</sup>		= $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)

<b>Vrsd =</b>	<b>1565.61</b>	<b>kN</b>
---------------	----------------	-----------

**OK! - VERIFICA SODDISFATTA**

Risultando  $V_{RCD} = 2752$  kN e  $V_{SCD} = 1566$  kN >  $V_{SD} = 1108$  kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre superiori)

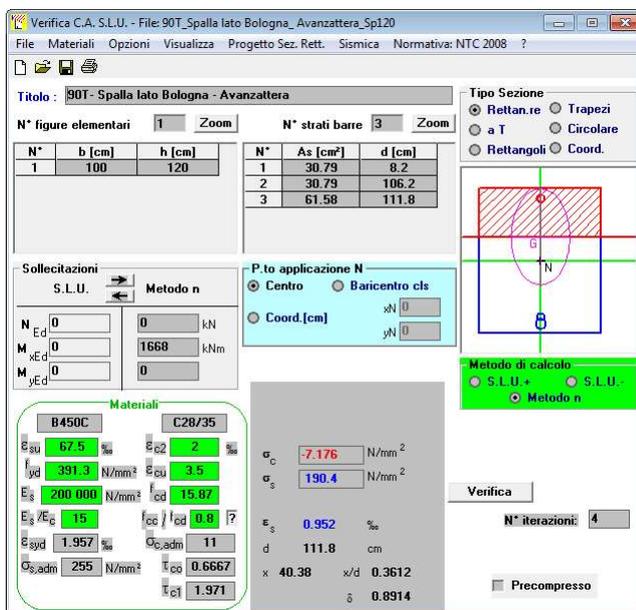


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 7.5 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre superiori)



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 7.2 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 190 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 190 \text{ N/mm}^2 > 160 \text{ N/mm}^2$ , non è possibile ritenere la verifica di apertura fessure implicitamente soddisfatta.

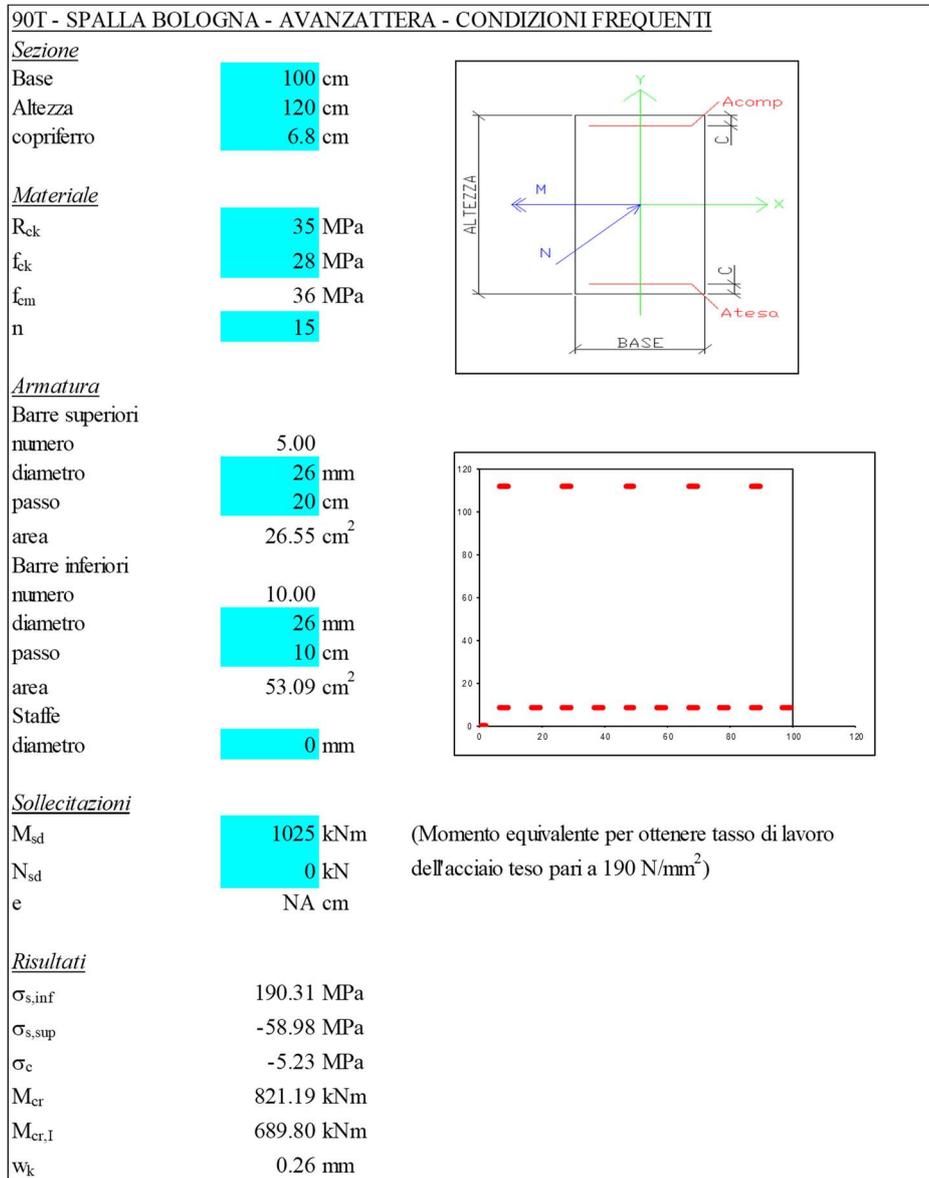
Il plinto di fondazione si trova in classe di esposizione XC2 (condizioni ambientali “ordinarie”) e pertanto i valori limite di apertura fessure sono pari a:

- condizioni frequenti  $w_3 = 0.4 \text{ mm}$

- condizioni quasi permanenti

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

Si procede nel seguito al calcolo dell'apertura fessure.



Risultando  $w_k = 0.26 \text{ mm} < w_3 = 0.4 \text{ mm}$  la verifica è soddisfatta.

Risultando inoltre  $w_k = 0.26 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$  è implicitamente soddisfatta anche la verifica in condizioni quasi permanenti.

• Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento viene condotta considerando la massima azione agente sui pali (N = 2910 kN) dedotta dall'analisi della palificata condotta con il software GROUP e presentata nella relazione geotecnica a cui si rimanda per i dettagli.

**VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PLINTO IN C.A. SENZA ARMATURA A TAGLIO**

**Caratteristiche materiali**

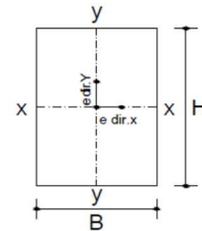
R <sub>ck</sub>	35	N/mm <sup>2</sup>	γ <sub>acciaio</sub>	1.15	
γ <sub>c</sub>	1.5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	29	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	16.46	N/mm <sup>2</sup>			

**Sollecitazioni**

N	2910	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	880	mm	base pilastro (dimensione equivalente)
H	880	mm	altezza pilastro (dimensione equivalente)
s	1200	mm	spessore plinto
c	40	mm	copriferro netto del plinto
dx	1146	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir. X
dy	1118	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir. Y
d	1132	mm	altezza utile media



**pilastro d'angolo**

u <sub>0</sub>	1760	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno pilastro
u* <sub>1</sub>	4436	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
u <sub>1</sub>	5316	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
β	1.50	mm	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

**Armatura in direzione x e y**

A <sub>x</sub>	1Φ	28	passo	200	mm	r <sub>l,x</sub>	0.0027
A <sub>y</sub>	1Φ	28	passo	100	mm	r <sub>l,y</sub>	0.0054
r <sub>l</sub>	0.0041		percentuale geometrica di armatura media				
k	1.42						

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

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro

V<sub>Ed</sub> = 2.19 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> = 0.87 N/mm<sup>2</sup>

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

V<sub>Rd,max</sub> = 0.39 N/mm<sup>2</sup>

V<sub>Ed</sub> < V<sub>Rd,max</sub> **Verifica non soddisfatta**

La verifica a distanza  $2d$  non è quindi soddisfatta. Utilizzando spilli  $\phi 18/400 \times 4000$  mm si ottiene:

$$V_{Rd,cs} = 1.5 \times (d/s_r) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times [1/(u_1 \times d)]$$

$$d_m = 1132 \text{ mm}$$

$$s_r = 400 \text{ mm} (< 0.75 \times d = 849 \text{ mm})$$

$$A_{sw} = n \times A_s = 11 \times 254 = 2794 \text{ mm}^2 \text{ (n = numero spilli sulla prima serie)}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \times d = 533 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{ywd,ef} = f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,cs} = 1.5 \times (1132/400) \times 2794 \times 391 \times [1/(4436 \times 1132)] = 0.92 > v_{Ed} = 0.87 \text{ N/mm}^2$$

Per cui la verifica a punzonamento a distanza  $2d$  è soddisfatta.

### 5.4.5 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. 5.4.2), le corrispondenti combinazioni e le sollecitazioni risultanti utilizzate per l'analisi riportata nel citato documento.

MURO D'ALA ANALIZZATO				
CARREGGIATA DIREZIONE	SUD BOLOGNA	FONDAZIONE		INDIRETTA
<b>Geometrie delle sottostrutture in ampliamento</b>				
L1		6.00	[m]	Larghezza zattera
L2		6.00	[m]	Larghezza paramento
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera
B		5.20	[m]	Lunghezza zattera
b1		0.66	[m]	Lunghezza media retrozattera
b2		1.00	[m]	Spessore medio paramento
b3		3.54	[m]	Lunghezza avanzattera
H <sub>TOT</sub>		8.97	[m]	Altezza totale
H1		1.20	[m]	Spessore zattera
H2		7.77	[m]	Altezza paramento
H <sub>zav_M</sub>		7.77	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)
H <sub>zav_V</sub>		0.40	[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> ]	
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 5-27. Spalla Lato Bologna – Sottofondazioni - Geometria della sezione analizzata

(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	156.00	0.00	0.00
Paramento	-5.09	-1.44	194.25	0.00	279.72
FOA	-8.97	-1.44	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato valle	-1.40	0.83	28.32	0.00	-23.51
<b>TOTALE</b>			<b>379</b>	<b>0</b>	<b>256</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	-5.09	-2.27	103	0	233

(C3): Spinta delle terre - riposo

				$H_{SPINTA}$ [m]	8.97		
Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
M1	0.43	-2.99	0.00	0	343	-1026	
M2	0.51	-2.99	0.00	0	411	-1230	

(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	-2.27	13	0	30		

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-4.49	0.00	0	77	-343
Sovr. accidentale (4b) M2	-4.49	0.00	0	92	-411

(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)	-8.97	0.00	0	0	0

(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)	-8.97	0.00	0	0	0

(C9): Urto veicolo in svio

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)	-8.97	0.00	0	40	-407

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

$k_h$	0.344
$k_v$	0.172

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	-26.85	53.71	-32.23
Paramento	-5.09	-1.44	-33.44	66.88	-388.23
FOA	-8.97	-1.44	0.00	0.00	0.00
Zavorra a tergo	-5.09	-2.27	-17.66	35.31	-219.64
Zavorra lato valle	-1.40	0.83	-4.88	9.75	-9.60
<b>TOTALE</b>			<b>-83</b>	<b>166</b>	<b>-650</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	26.85	53.71	-32.23
Paramento c.a.	-5.09	-1.44	33.44	66.88	-291.92
FOA	-8.97	-1.44	0.00	0.00	0.00
Zavorra a tergo	-5.09	-2.27	17.66	35.31	-139.48
Zavorra lato valle	-1.40	0.83	4.88	9.75	-17.70
<b>TOTALE</b>			<b>83</b>	<b>166</b>	<b>-481</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	0.60	218.04	399.64	182	-4.49	-814
M2	0.34	0.74	276.34	494.84	219	-4.49	-980

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	0.47	218.04	445.48	227	-4.49	-1020
M2	0.34	0.58	276.34	544.56	268	-4.49	-1203

Figura 5-28. Spalla Lato Bologna – Sottofondazioni - 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	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente	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
C9	Urto veicolo in svio	Qk	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +)	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			C8a		
	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]
Sottostruttura	379	0	256	103	0	233	0	343	-1026	13	0	30	0	77	-343	0	0	0
Totale	379	0	256	103	0	233	0	343	-1026	13	0	30	0	77	-343	0	0	0

RISULTANTI	C8b			C9			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]	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]
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	-83	166	-650	83	166	-481	0	182	-814	0	227	-1020
Totale	0	0	0	0	0	-407	-83	166	-650	83	166	-481	0	182	-814	0	227	-1020

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - ECCEZIONALI		S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	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	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	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	1.00	1.00
C4a	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.00	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	1.00	1.00	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	0.00	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	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00
C9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	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	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	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - ECCEZIONALI		S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N <sub>Ed</sub>	667	614	667	614	499	481	499	481	494	481	564	398	494	481	494	494	491	481
V <sub>Ed</sub>	566	566	566	566	566	566	566	566	460	460	751	706	420	420	420	420	400	400
M <sub>Ed</sub>	-1147	-1269	-1147	-1269	-1319	-1359	-1319	-1359	-1257	-1287	-2107	-2070	-850	-880	-850	-850	-772	-794

[kN/m]  
 [kN/m]  
 [kNm/m]

Figura 5-29. Spalla Lato Bologna – Sottoondazioni - Combinazioni ed azioni di calcolo all'intradosso della fondazione

## 5.5 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 sud della carreggiata con realizzazione di un tratto aggiuntivo di spalla di larghezza pari a 1.30m;
- Adeguamento sismico del sottovia della carreggiata tratto sud tramite la realizzazione di 1 ordine 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 sud 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 solidarizzato con quello della spalla originaria; per la verifica pertanto si rimanda alla analisi di questa ultima .

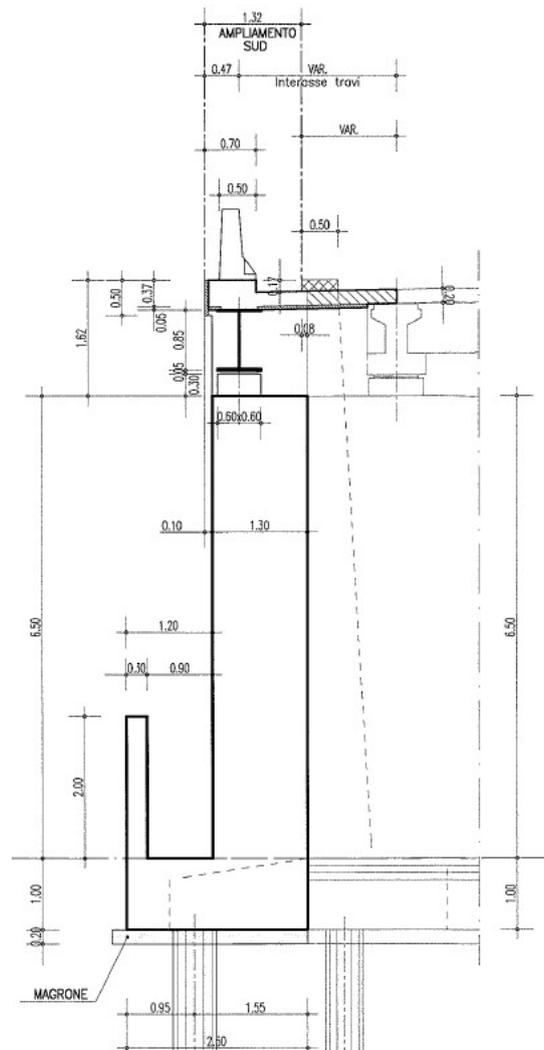


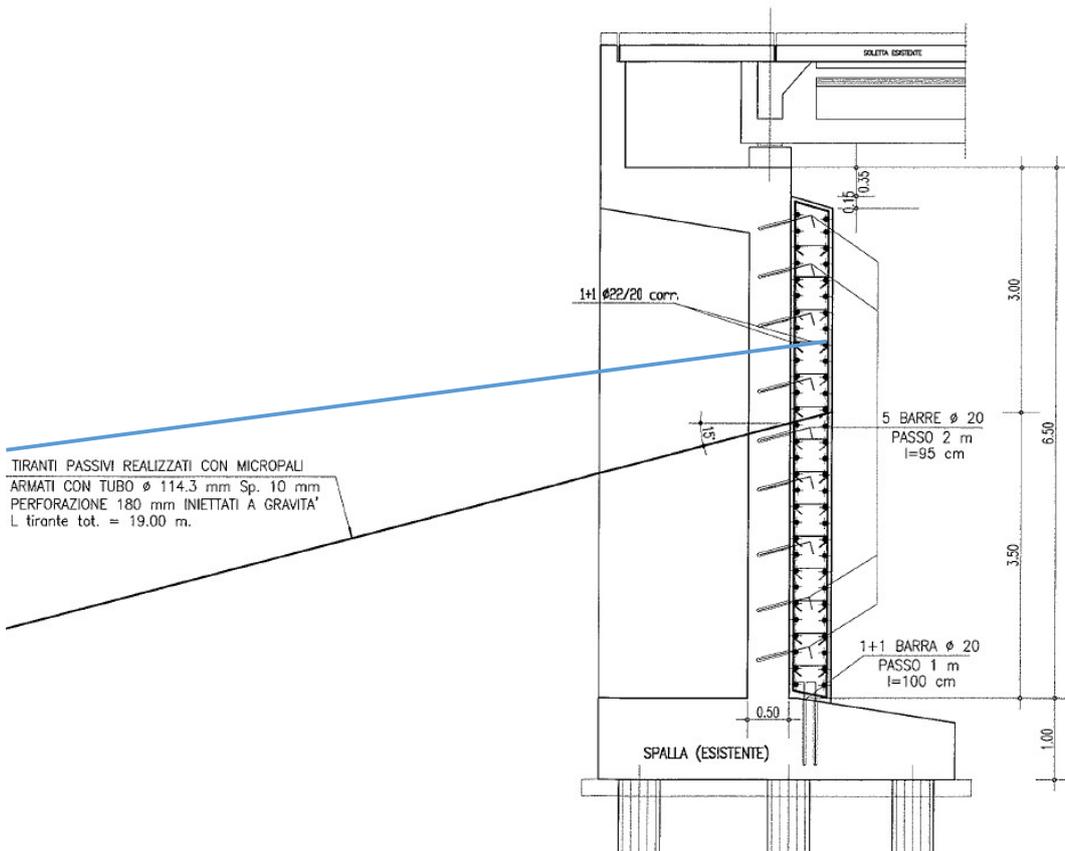
Figura 5-30. Spalle – Sezione corpo spalla Allargamento 1

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

I risultati ottenuti dall'analisi prevedono, per i tiranti della spalla carreggiata nord, una lunghezza pari a 18 m per il primo ed il secondo ordine di cui 12 metri considerati come di bulbo di ancoraggio e 6m di tratto libero. I documenti di progetto del 1° ampliamento riportano, per le spalle del sottovia della carreggiata sud di larghezza pari a 12.0 m, un consolidamento costituito da un ordine di 7 tiranti di lunghezza pari a 19 m. Si prevede pertanto la realizzazione di un secondo ordine di 7 tiranti passivi posto ad una altezza di 4.50 m dallo spiccato elevazione del paramento di spalla.

Le azioni agenti sui tiranti e sul paramento della spalla (riportate alla tabella seguente) risultano, per unità di lunghezza di spalla, leggermente inferiori a quelle ottenute per l'intervento di rinforzo previsto per le opere della carreggiata nord e pertanto per le verifiche si rimanda al capitolo 5.6.

FINALE	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	75	892.5	8677	2589	5341	64
STR	155	1844.5	11411	2856	5077	132
SISSTR	160	1904	9172	2742	5161	136



## 5.6 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

Il progetto degli interventi è stato sviluppato in accordo alle analisi ed agli indirizzi esposti nel capitolo 5.2.2.1; per quanto riguarda le spalle esistenti si considera che la configurazione finale dell'opera, non ne modifichi significativamente le sollecitazioni in condizioni statiche.

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  $15^\circ \div 20^\circ$ );

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

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

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

dove

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

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

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

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale ( $\delta_o$ ) 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:

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

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

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

Si avrà infatti:

$$N_i = N$$

$$H_i = H - T_i$$

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

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

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

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

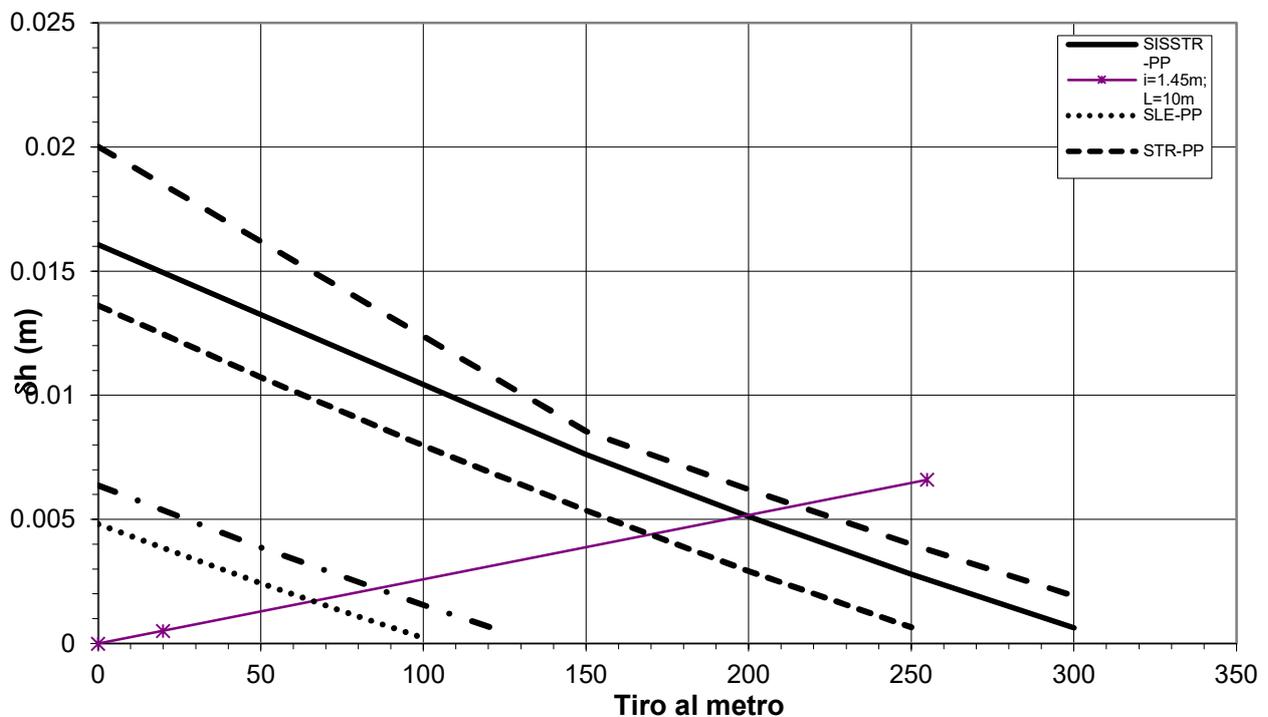
Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

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

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 specifica condizioni di carico analizzata.

Figura 5-31 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi



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

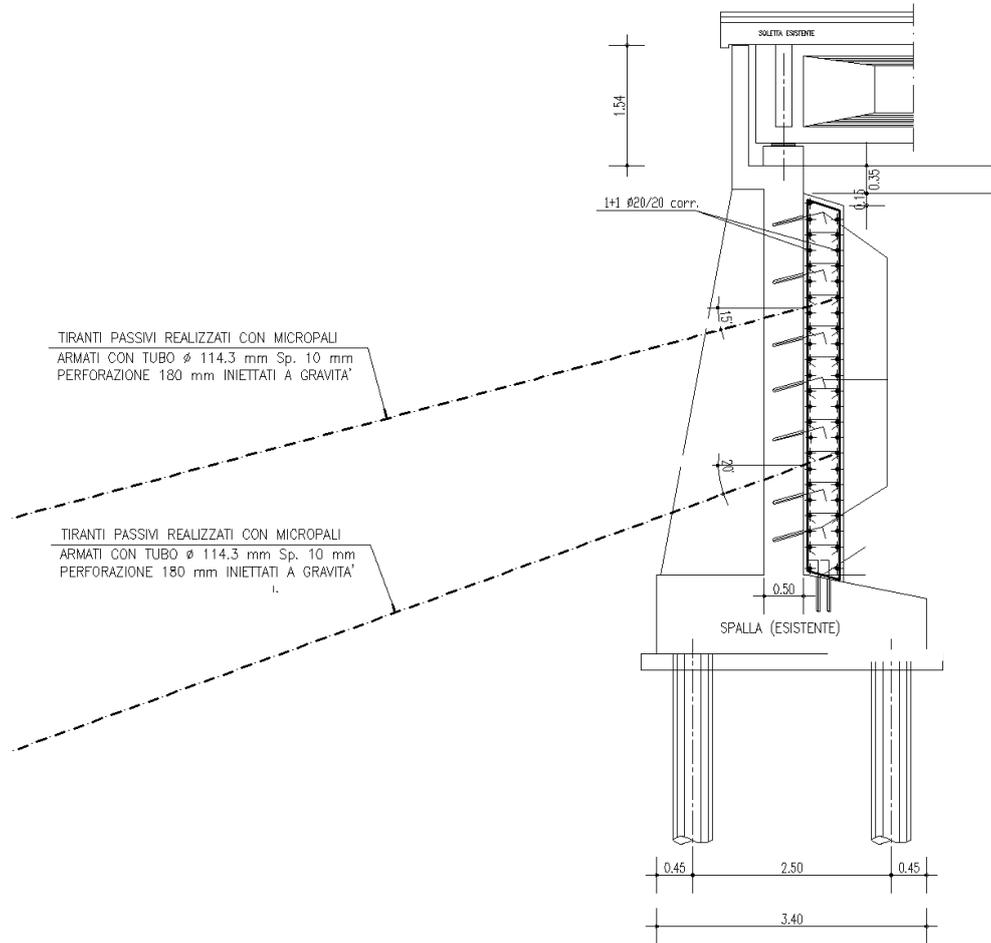


Figura 5-32. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

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

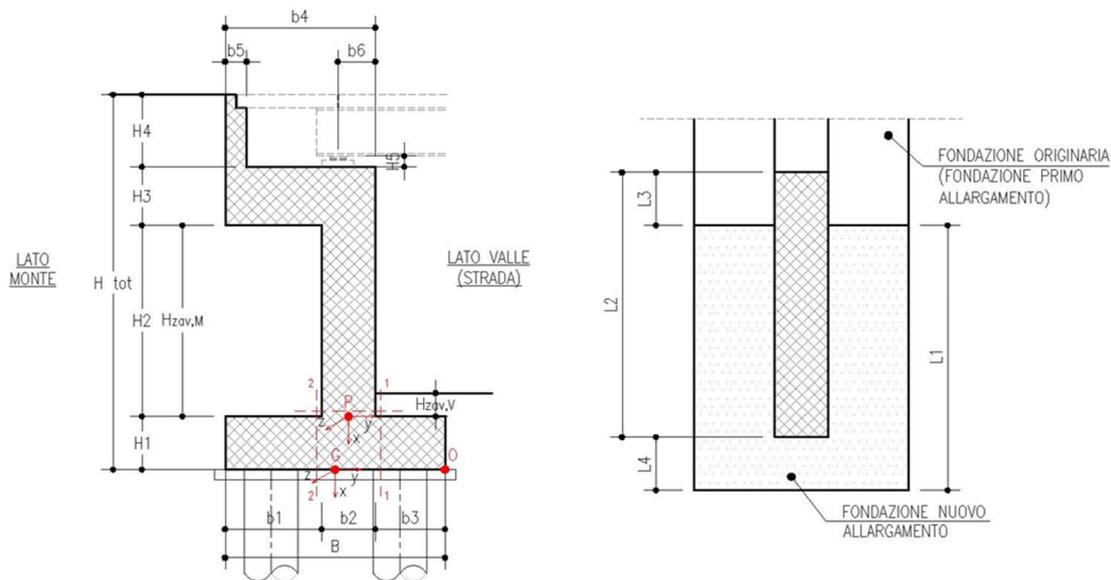
Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

- 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.

### 5.6.1 Geometria di verifica

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

SPALLA ANALIZZATA				
CARREGGIATA	NORD	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 avanzzattera
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>		9.00	[m]	Altezza totale
H1		1.00	[m]	Spessore zattera
H2		6.00	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia
H3		0.50	[m]	Spessore cordolo in c.a.
H4		1.50	[m]	Altezza paraghiaia
H5		0.25	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)
H <sub>zav_M</sub>		6.00	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)
H <sub>zav_V</sub>		1.80	[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>		21.80	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)
n <sub>T</sub>		7.00		Numero travi principali
i <sub>T</sub>		3.50	[m]	Interasse travi principali
A <sub>T</sub>		0.54	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale
L <sub>tr</sub>		23.00	[m]	Lunghezza traversi
n <sub>tr</sub>		5.00		numero traversi compresi quelli di testata
A <sub>tr</sub>		0.21	[m <sup>2</sup> ]	sezione 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:	<b>Opera 90T (Rampa Interconnessione)</b>				
Vita nominale:	VN	50	anni		
Classe d'uso:		IV			
	CU	2			
Periodo di riferimento per azione sismica:	VR	100	anni		
Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.212	0.309	2.439
Categoria di sottosuolo:			D		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
	SLV	949	1.62	1.00	0.344
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		$\beta$	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.107		
Coefficiente sismico verticale		$k_v$	0.053		
<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			
$\psi$	6.43	0.11			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.34				
$k_{AE}$ - M2	0.42				
<u>Sisma diretto verso il basso: + kv</u>					
	[°]	[rad]			
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	5.79	0.10			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.33				
$k_{AE}$ - M2	0.41				

### 5.6.2 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>	-7.75	-0.1	110	0	11
<b>Cordolo</b>	-7.75	-0.1	0	0	0
<b>FOA</b>	-7.75	-0.1	0	0	0
<b>Guardrail</b>	-7.75	-0.1	1	0	0
<b>Pavimentazione</b>	-7.75	-0.1	26	0	3
<b>Vento</b>	-7.75	-0.1	0	0	0
<b>Neve</b>	-7.75	-0.1	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-7.75	-0.1	50	0	5
<b>Tandem 2</b>	-7.75	-0.1	0	0	0
<b>Distribuito</b>	-7.75	-0.1	36	0	4
<b>Frenatura</b>	-7.75	-0.1	0	17	-135
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-7.75	-0.1	0	7	-53
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-7.75	-0.1	0	31.9	-247
<b>Sisma dir. vert.</b>	-7.75	-0.1	8	0	1

Figura 5-33. 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): Pesì 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	-4.00	0.15	150.00	0.00	-22.50		
Cordolo in c.a.	-7.25	-0.75	35.00	0.00	26.25		
Paraghiaia	-8.25	-1.95	15.00	0.00	29.25		
Zavorra lato valle	-1.90	1.40	54.00	0.00	-75.60		
<b>TOTALE</b>			<b>362</b>	<b>0</b>	<b>-43</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	-4.00	-1.25	216	0	270		
<b>(C3): Spinta delle terre - attiva</b>							
			$H_{SPINTA}$ [m]	9.00			
Comb.	$k_a$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
M1	0.27	-3.00	0.00	0	220	-659	
M2	0.34	-3.00	0.00	0	278	-835	
<b>(C4): Sovraccarico accidentale</b>							
			$q$ [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	-1.25	36	0	45	
Componente orizzontale		$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-4.50	0.00	0	49	-220	
Sovr. accidentale (4b) M2		-4.50	0.00	0	62	-278	
<b>(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non</b>							
			$k_h$	0.107			
			$k_v$	0.053			
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	-5.74	11.47	-5.74		
Paramento	-4.00	0.15	-8.00	16.01	-62.84		
Cordolo in c.a.	-7.25	-0.75	-1.87	3.74	-28.48		
Paraghiaia	-8.25	-1.95	-0.80	1.60	-14.77		
Zavorra a tergo	-4.00	-1.25	-11.53	23.05	-106.62		
Zavorra lato valle	-1.90	1.40	-2.88	5.76	-6.92		
<b>TOTALE</b>			<b>-31</b>	<b>62</b>	<b>-225</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	5.74	11.47	-5.74		
Paramento c.a.	-4.00	0.15	8.00	16.01	-65.24		
Trave in c.a.	-7.25	-0.75	1.87	3.74	-25.68		
Paraghiaia in c.a.	-8.25	-1.95	0.80	1.60	-11.65		
Zavorra a tergo	-4.00	-1.25	11.53	23.05	-77.81		
Zavorra lato valle	-1.90	1.40	2.88	5.76	-14.98		
<b>TOTALE</b>			<b>31</b>	<b>62</b>	<b>-201</b>		
<b>(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva</b>							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.34	219.50	257.42	38	-4.50	-171
M2	0.34	0.42	278.19	319.57	41	-4.50	-186
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.33	219.50	280.34	61	-4.50	-274
M2	0.34	0.41	278.19	348.64	70	-4.50	-317



### 5.6.3 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
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-34. 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			
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
N <sub>Ed</sub>	889	1005	959	909	715	830	784	734
V <sub>Ed</sub>	371	371	395	395	371	371	395	395
M <sub>Ed</sub>	-1026	-1014	-1202	-1207	-1016	-1004	-1192	-1197
	sismica							
	Traffico +	Traffico -						
	9	10						
	771	693						
	390	368						
	-1234	-1156						
	Rara				frequente			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1		
	11	12	13	14	15	16		
	715	800	766	729	715	766		
	275	275	293	293	263	263		
	-690	-681	-820	-824	-635	-630		

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]	715	729	959	771
T[kN]	220	293	395	390
M[kNm]	417	824	1202	1234

### 5.6.4 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	80	1920	17500	5102	11131	64
STR	165	3960	23015	5520	11019	132
SISSTR	170	4080	18499	5291	11249	136

Figura 5-35. 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.

#### 5.6.4.1 Sollecitazioni risultanti sul paramento

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

##### SEZIONE AD H= 3.5m (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]	264.2	406.8	280.0
T[kN/m]	103.6	131.5	139.0
M[kNm/m]	115.3	124.4	191.5

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]	1585.0	2440.7	1680.3
T[kN]	621.4	789.2	834.3
M[kNm]	691.6	746.4	1149.1

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]	351.6	524.8	372.2
T[kN/m]	161.0	145.6	128.8
M[kNm/m]	338.6	129.1	171.8
	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN]	2109.7	3149.1	2233.0
T[kN]	966.0	873.7	772.9
M[kNm]	2031.5	774.7	1031.0

### 5.6.4.2 Verifiche strutturali del paramento

SEZIONE AD H= 3.5m (Baricento 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: 5Ø24cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: staffe Ø12/25 + Ø10/25 piegati

Si riportano di seguito:

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

### Verifiche sezione paramento

**Titolo:** 90T\_Verifica paramento\_Sezione T

**N\* figure elementari:** 2 **Zoom** **N\* strati barre:** 2 **Zoom**

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

N*	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	275
2	76.34	5

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

**N<sub>Ed</sub>:** 1680 **0** kN  
**M<sub>xEd</sub>:** 1149 **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 ani cls anni 60

**E<sub>su</sub>:** 67.5 ‰ **E<sub>c2</sub>:** 2 ‰  
**f<sub>yd</sub>:** 208.7 N/mm² **E<sub>cu</sub>:** 3.5 ‰  
**E<sub>s</sub>:** 200 000 N/mm² **f<sub>cd</sub>:** 27.03 ‰  
**E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>:** 15 **f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>:** 0.9  
**E<sub>syd</sub>:** 1.044 ‰ **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>:** 3 629 kN m  
**σ<sub>c</sub>:** -19.76 N/mm²  
**σ<sub>s</sub>:** 208.7 N/mm²  
**ε<sub>c</sub>:** 0.9627 ‰  
**ε<sub>s</sub>:** 67.5 ‰  
**d:** 275 cm  
**x:** 3.867 **x/d:** 0.01406  
**δ:** 0.7

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

Si considera nella verifica a taglio la sola sezione originaria con la relativa armatura

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] =	27.03	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00		
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_{ywd}$ [MPa] =	208.65	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
$H$ [mm] =	2300	Altezza della sezione	
$d$ [mm] =	2268	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
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	1		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	<b>6658.41</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>	staffe $\emptyset 12 + \emptyset 10$	area staffe
$s$ [mm] =	<b>250</b>		passo staffe
$V_{Rsd}$ [kN] =	<b>1616.03</b>	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	<b>1616.03</b>	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	<b>834.00</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:  $9\emptyset 24$
- Armatura verticale – lato strada:  $1\emptyset 24 / 20\text{cm}$
- Armatura a taglio: staffe  $\emptyset 12 / 25 + \emptyset 10 / 25 + 2 \emptyset 24$  piegati

Si riportano di seguito:

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

Si effettuano le verifiche considerando che nella sezione la zona compressa è costituita dal placcaggio di rinforzo ed assunto quindi per il CLS una resistenza cautelativa pari a 35 MPa.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 90T\_Verifica a flessione\_paramento (P)

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

Titolo : 90T\_Verifica paramento\_Sezione P

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

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	600	100	1	77.75	275
2	50	180	2	42.41	5

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

Diagramma della sezione a T:

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2110 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 2032 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 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  Deviate

N\* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

acciaio an	cls anni 60
ε <sub>su</sub> 67.5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 208.65 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> 3.5 ‰
E <sub>s</sub> 200 000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> 27.03
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
ε <sub>syd</sub> 1.043 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 2.25
σ <sub>s,adm</sub> 0 N/mm <sup>2</sup>	T <sub>co</sub> 0.2
	T <sub>c1</sub> 0.9714

M<sub>xRd</sub> 7 344 kN m

σ<sub>c</sub> -22.66 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 208.7 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub> 1.195 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67.5 ‰  
 d 275 cm  
 x 4.786 x/d 0.0174  
 δ 0.7

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] =	27.03	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00		
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_{ywd}$ [MPa] =	208.65	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
$H$ [mm] =	2300	Altezza della sezione	
$d$ [mm] =	2268	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
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	1		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	<b>6658.41</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>			
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ] =	<b>383.27</b>	staffe $\varnothing 12 + \varnothing 10$	area staffe
$s$ [mm] =	<b>250</b>		passo staffe
$V_{Rsd}$ [kN] =	<b>1616.03</b>	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	<b>1616.03</b>	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	<b>966.00</b>	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

### 5.6.4.3 Sollecitazioni nella zattera di fondazione

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

	SLE-STR	SLU-STR	SISM-STR
$\sigma$ max[kN/m <sup>2</sup> ]	320	372	331
$\sigma$ min[kN/m <sup>2</sup> ]	19	74	27
$\sigma$ 1[kN/m <sup>2</sup> ]	215	268	225
	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
T[kN/m]	310	389	326
M[kNm/m]	226	285	238

Figura 5-36. Spalle – Tabella sollecitazioni sulla zattera a filo paramento

### 5.6.4.4 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: 1Ø14/25cm
  - o Armatura inferiore: 8Ø24/100cm
  
- Armatura avanzattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø14/25cm
  - o Armatura inferiore: 8Ø24/100cm

Si riportano di seguito:

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

Verifiche sezione zattera di fondazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 90T\_Verifica a flessione

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

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	5
2	36.19	95

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

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

acciaio an	cls anni 60
ε <sub>su</sub> 67.5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 208.7 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> 3.5 ‰
E <sub>s</sub> 200 000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> 27.03
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
ε <sub>syd</sub> 1.044 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 2.25
σ <sub>s,adm</sub> 0 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> 0.2
	τ <sub>c1</sub> 0.9714

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub> 2.966 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67.5 ‰  
 d 95 cm  
 x 3.999 x/d 0.04209  
 δ 0.7

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] =	27.03	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00		
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_{ywd}$ [MPa] =	208.65	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
$H$ [mm] =	1000	Altezza della sezione	
$d$ [mm] =	968	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0	
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0.78539816
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	1		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	<b>5683.72</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>904.78</b>	2Ø24	area staffe
$s$ [mm] =	<b>1000</b>		passo staffe
$V_{Rsd}$ [kN] =	<b>407.06</b>	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	<b>407.06</b>	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	<b>389.00</b>	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

Considerata la presenza del setto verticale di irrigidimento della retrozattera che di fatto ne limita il comportamento a mensola, si omettono le verifiche relative alla retrozattera.

### 5.6.5 Analisi strutturale del paraghiaia

- Armatura paraghiaia:
  - o Armatura lato controterra: 1Ø14/12.5cm
  - o Armatura lato impalcato: 1Ø14/12.5cm

**Caratteristiche paraghiaia**

$H_{paragh}$  [m] = 1.50  
 $B_{paragh}$  [m] = 0.40

**Caratteristiche Terreno**

$\gamma$  = 20 kN/mc  
 $\Phi$  = 35 ° = 0.611 rad  
 $k_0$  = 0.43  
 $h_{terreno\ spinta}$  = 1.50 m

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

**1) Peso proprio**

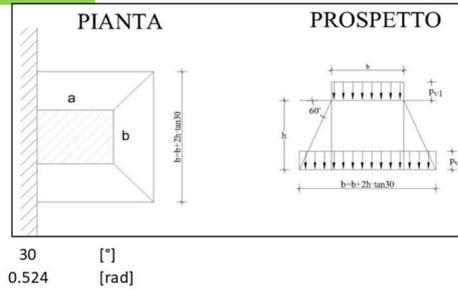
N 15.00 kN/m

**2) Spinta Terreno**

$S_t$  9.59 kN/m --> spinta distribuita  
 $M_t$  4.80 kNm/m --> momento distribuito

**3.1) Spinta Sovraccarico Variabile**

Si applica diffusione dei carichi con angolo



**Carichi**

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

**Impronta di Carico**

a 2.20 m  
 b 3.00 m  
 a' 3.07 m  
 b' 4.73 m  
 v. Par. C5.1.3.3.5.1  
 Circolare 21/01/2019

**Pressioni su paraghiaia**

$P_{1(verticale)}$  99.91 MPa  
 $P_{2(verticale)}$  50.35 MPa  
 $\sigma_{1(orizzontale)}$  42.60 MPa  
 $\sigma_{2(orizzontale)}$  21.47 MPa

**Azioni**

$S_{H2}$  32.21 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni  
 $S_{H1}$  15.85 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni  
 $S_H$  48.06 kN/m --> spinta totale  
 $M_{SH}$  40.00 kNm/m --> momento totale

**3.2) Azione di frenata**

$Q_{1k}$  300 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019  
 $F_f=0,6Q_{1k}$  180 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019  
 $S_f$  30.00 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a  $L = w + 2xh_{paragh}$ )  
 $M_f$  45.00 kNm/m --> momento distribuito

**Azioni caratteristiche nella sezione di incastro**

C.C.	$N_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$M_{Ed}$ [kNm/m]
C1	15	0	0
C2	0	10	5
C3.1	0	48	40
C3.2	300	30	45

**Combinazioni di calcolo**

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C3.1	1.35	1.01	1.00	0.75	0.75	0.00
C3.2	0.00	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00

**Azioni di calcolo nella sezione di incastro**

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
$N_{Ed}$ [kN/m]	15	420	15	315	15	15
$V_{Ed}$ [kN/m]	78	102	58	76	46	10
$M_{Ed}$ [kNm/m]	60	108	45	80	35	5

Verifica C.A. S.L.U. - File: 90T\_Verifica a flessione

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

TITOLO :

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.32	5
2	12.32	35

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

Diagramma della sezione trasversale con la posizione della forza normale N.

Sollecitazioni:  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 420 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 108 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  Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali:

acciaio ani	cls anni 60
E <sub>su</sub> 67.5 ‰	E <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 208.7 N/mm²	E <sub>cu</sub> 3.5 ‰
E <sub>s</sub> 200 000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 27.03
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
E <sub>syd</sub> 1.044 ‰	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> 169.5 kN m

σ<sub>c</sub> -27.03 N/mm²

σ<sub>s</sub> 208.7 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 26.88 ‰

d 35 cm

x 4.033 x/d 0.1152

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] =	27.03	da indagini	
$f_{ctk}$ [MPa] =			
$f_{ctd}$ [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$ )	
$f_y$ [MPa] =	208.65	da indagini	
<i>Condizione di verifica</i>			
H [mm] =	400	Altezza della sezione	
$c_{min}$ [mm] =	25	Ricoprimento minimo	
$\phi_{staffe}$ [mm] =	0	Diametro staffe	
$\phi_{long}$ [mm] =	14	Diametro barre longitudinali	
$n_{barre\_long}$	8.00	Numero barre longitudinali	
d [mm] =	368	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	1.74	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con $\leq 2$	
$A_{s1}$ [mmq]=	1231.50	Area armatura longitudinale in trazione	
$\rho_l$ =	0.0033	$A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	
$v_{min}$ =	0.4166	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	
<i>Calcolo del contributo della sezione compressa</i>			
$A_c$ [mmq] =	400000	Area della sezione	
$N_{Ed}$ [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione	
$N_{Ed}/A_c$ [MPa] =	0.00	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	5.41	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] =	159.84	Resistenza di calcolo	
$V_{R,min}$ [kN] =	153.33	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$	
$V_{Rd}$ [kN] =	159.84	Resistenza di progetto	
$V_{Sdu}$ [kN] =	102.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

### 5.6.6 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	80	1920	17500	5102	11131	64
STR	165	3960	23015	5520	11019	132
SISSTR	170	4080	18499	5291	11249	136

La max azione agente sui tiranti, considerata l'inclinazione di 10°, vale:

$$T_d \text{ max} = 136 / \cos 10^\circ = 140 \text{ kN}$$

La massima capacità portante offerta dal tratto di fondazione del tirante, calcolata con il metodo di Bustamante Doix) considerando:

- Φ = 180mm                      diametro perforo tirante
- α = 1.0                              coefficiente maggiorazione perforo
- La = 12 m                              lunghezza tratto di fondazione tirante
- Lt = 18m                              lunghezza totale tirante
- Tlim = 100 kN/m<sup>2</sup>                      max adesione (iniezioni a gravità o bassa pressione IGU)
- Φ = 114.3                              diametro tubo di armatura del tirante
- S = 10mm                              spessore tubo di armatura
- S355                                      caratteristica acciaio tubo di armatura

Risulta:

RESISTENZA A 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	180	1.00	48.47	560.10	0.0	0.0	560.1
21	21	420.0	180	1.00	48.47	608.57	0.0	0.0	608.6
22	22	440.0	180	1.00	48.47	657.04	0.0	0.0	657.0
23	23	460.0	180	1.00	48.47	705.51	0.0	0.0	705.5
24	24	480.0	180	1.00	48.47	753.98	0.0	0.0	754.0
25	25	500.0	180	1.00	48.47	802.45	0.0	0.0	802.5

La resistenza strutturale del tubo di acciaio vale:

$$T_{RSTRU} = 3280 \cdot 355 / 1.05 = 1108 \text{ kN}$$

La verifica  $T_d = 140 \text{ kN} \leq \min ( T_{RGEO} = 323 \text{ kN}; T_{RSTRU} = 1108 \text{ kN} )$  è soddisfatta.

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Si riporta la verifica a punzonamento per l'ancoraggio del tirante nella parete di placcaggio.

Si considera  $N_d = 140$  kN

**CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA**

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

Caratteristiche materiali

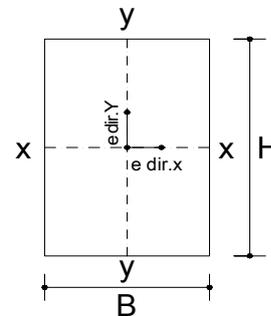
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
$\gamma_c$	1.5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>			

Sollecitazioni

N	140	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 ( $u_0$ )

$V_{Ed} = 1.27$  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

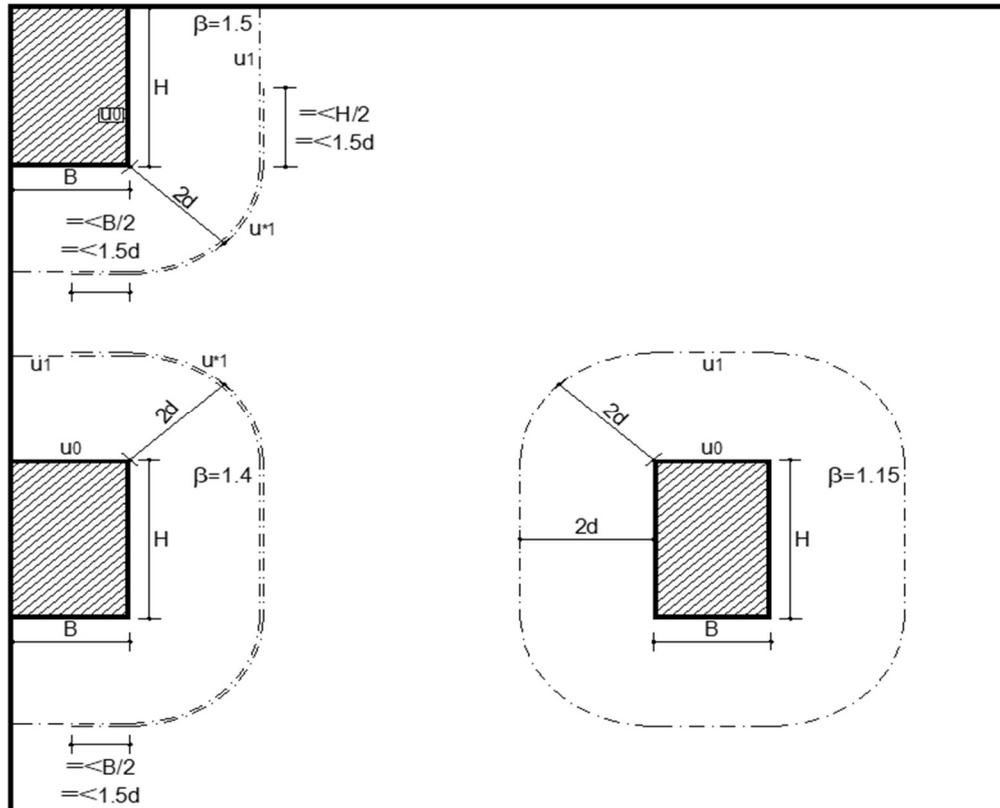
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$V_{Ed} = 0.31$  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



### 5.6.7 Analisi strutturale della sottofondazione

Per l'analisi di dettaglio delle sottofondazioni si rimanda alla relazione geotecnica.