

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC VERONA - PADOVA**

**SUB TRATTA VERONA – VICENZA**

**1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO**

**RELAZIONE**

**CAVALCAFERROVIA – IV06 CAVALCA FERROVIA AL km 18+888 – IV06A IMPALCATO**

**RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI**

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
<b>ATI bonifica</b> Progettista integratore	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore		-
Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N 0 D	0 0	D	I 2	C L	I V 0 6 A 0	0 0 3	B

<b>ATI bonifica</b>	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F.P. Bocchetto	

Progettazione


Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE	S.Grimaldi	Mag 2015	S.Grimaldi	Mag 2015	P.Polidori	Mag 2015	Alberto Checchi  iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 12414 – Sez. A settore Civile ed Ambientale
B	REVISIONE PER ISTRUTTORIA	S.Grimaldi	Lug 2015	S.Grimaldi	Lug 2015	P.Polidori	Lug 2015	

File: IN0D00DI2CLIV06A0003B_00A.DOC	CUP: J41E91000000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

## Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	<b>ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.</b>
3	FASI COSTRUTTIVE .....	<b>ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.</b>
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	10
5.1	CALCESTRUZZO.....	10
5.1.1	FONDAZIONI – PALI .....	10
5.1.2	ELEVAZIONE SOTTOSTRUTTURE .....	11
5.1.3	MURI.....	11
5.1.4	SOLETTA IMPALCATO.....	12
5.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	13
5.2.1	TRAVI PRINCIPALI E ORDITURE SECONDARIE .....	13
5.2.2	BULLONATURE .....	14
5.2.3	PIOLATURE.....	14
5.2.4	SALDATURE .....	15
5.3	ACCIAIO PER ARMATURE .....	15
5.4	COPRIFERRI MINIMI.....	15
6	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....	16
6.1	TERRENO DI FONDAZIONE.....	16
6.2	TERRENO DI RINFIANCO .....	16
7	ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO .....	17
7.1	CARICHI PERMANENTI G .....	18
7.1.1	PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI G1 .....	18
7.1.2	PESO PROPRIO ELEMENTI NON STRUTTURALI G2 .....	19
7.1.3	SPINTA DELLA TERRA G3 .....	19
7.2	CARICHI ACCIDENTALI MOBILI Q1.....	20
7.3	INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITA' STRUTTURALI Q2.....	22
7.4	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO Q3 .....	22
7.5	AZIONE CENTRIFUGA Q4.....	22
7.6	AZIONE DEL VENTO Q5.....	23
7.7	AZIONI SISMICHE Q6 .....	28
7.8	URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO Q7 .....	38

7.9	RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI Q9 .....	39
7.10	URTI ACCIDENTALI Q8 .....	39
7.11	DEFORMAZIONI IMPRESSE $\epsilon$ .....	40
8	COMBINAZIONI DI CARICO .....	45
9	CRITERI DI MODELLAZIONE .....	51
10	CRITERI DI VERIFICA.....	54
10.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	54
10.1.1	VERIFICA A FESSURAZIONE .....	54
10.1.2	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	56
10.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	57
10.2.1	SOLLECITAZIONI FLETTENTI .....	57
10.2.2	SOLLECITAZIONI TAGLIANTI.....	57
11	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FONDAZIONI .....	59
11.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SPALLA A .....	59
11.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SPALLA B .....	<b>ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.</b>
11.3	VERIFICA PORTANZA PALI SPALLA.....	59
11.4	VERIFICHE STRUTTURALI PALI SPALLA A .....	62
11.5	VERIFICHE STRUTTURALI PALI SPALLA B .....	63
11.6	SOLLECITAZIONI AGENTI PILE.....	66
11.7	VERIFICA PORTANZA PALI PILE.....	66
11.8	VERIFICHE STRUTTURALI PALI PILA.....	69
12	TABULATI DI CALCOLO .....	71

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b> <b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	REV. . Pag 3 di 72

## 1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli statici e le verifiche di sicurezza relative alle fondazioni del cavalcaferrovia “al km 18+887,94” lato Nord, nell’ambito della progettazione definitiva della linea AC Verona-Padova.

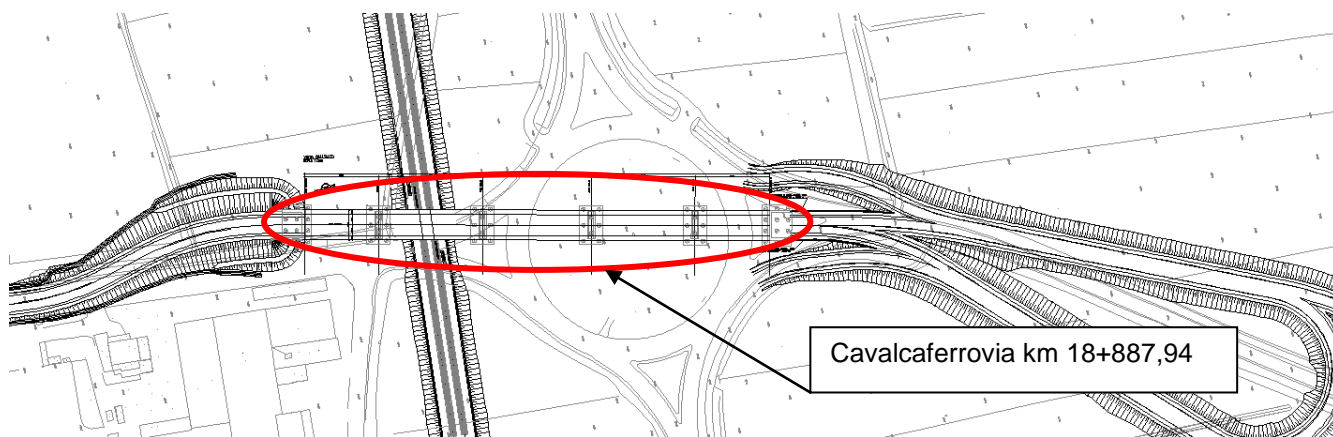



Figura 1: Stralcio planimetrico – ubicazione opera d’arte

Il cavalcaferrovia ha uno sviluppo di 188 m ed è composto da cinque campate di luce 30+42+44+42+30m.

La strada interferente è una strada di categoria “F2” Ambito extraurbano Locale con velocità di progetto pari a 100 km\h con larghezza pari ad 8.50m.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, NTC 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e Circolare n .617 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 4 di 72
	INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B	

## 2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il cavalcaferrovia, sito “al km 18+887,94”, ha uno sviluppo di 188 m ed è composto da cinque campate di luce pari a 30+42+44+42+30m. L’asse, coincidente con l’asse stradale, ha un’inclinazione di 110.00g rispetto all’ortogonale all’asse ferroviario.

L’impalcato è caratterizzato da una parte pavimentata larga 8.50 m e da due cordoli laterali da 1.80 m, per una larghezza totale di 12.10 m.

L’impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo, è costituito da quattro travi in acciaio con sezione a doppio T di altezza pari a 2.20m poste ad interasse di 3.20 m. La soletta in cls è gettata in opera e presenta spessore costante pari a 0.30 m.

Esso è vincolato alle sottostrutture mediante isolatori elastomerici.

Lo schema statico assunto per il cavalcaferrovia in esame prevede una trave continua su più appoggi.

Le sottostrutture sono di tipo tradizionale: in particolare la spalla A lato Nord poggia su 12 pali di diametro Ø 1500; le pile poggiano su 8 pali Ø1500; la spalla lato B poggia su 12 pali Ø 1500.

La spalle presentano un’altezza complessiva del paramento a tergo del terreno di circa 13.00 m. Essa ha una lunghezza di 8.10 m, una larghezza di 12.10 m e spessore del fusto di 1.60 m; la zattera di fondazione ha spessore 2.00 m.

La trave paraghiaia che contiene il terreno immediatamente a ridosso dell’impalcato ha uno spessore di 30 cm per un’altezza minima di 2.85 m.

Tra le travi sono disposti due ritegni sismici trasversali di dimensioni 0.40x1.90x0.43m; nel retrotrave sono presenti ritegni sismici longitudinali di dimensioni 0.25x1.00x0.5m.

Le pile a setto hanno zattera di fondazione di dimensioni 12.00x15.80x1.80m e fusto a setto di larghezza 11.20 e spessore in fondazione di 2.00 m. L’elevazione in sommità ha uno spessore di 3.00m per il posizionamento dei quattro appoggi per il sostegno degli impalcati.

Le pile hanno altezza massima pari a 10.73 m

Tra le travi sono disposti due ritegni sismici trasversali.

Si riportano a seguire le immagini delle carpenteria dell’opera in oggetto, per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

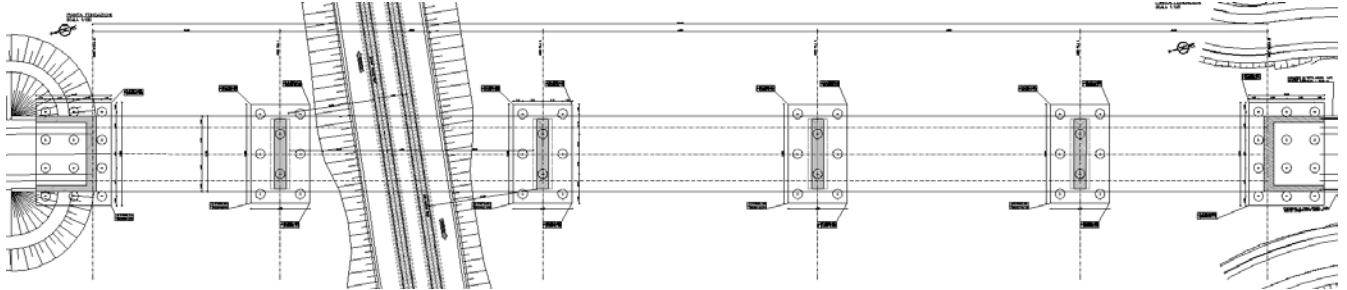


Figura 2: Pianta fondazioni

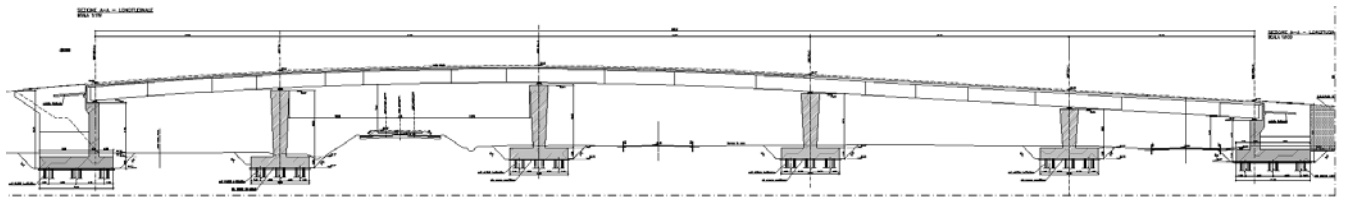


Figura 3: Profilo longitudinale

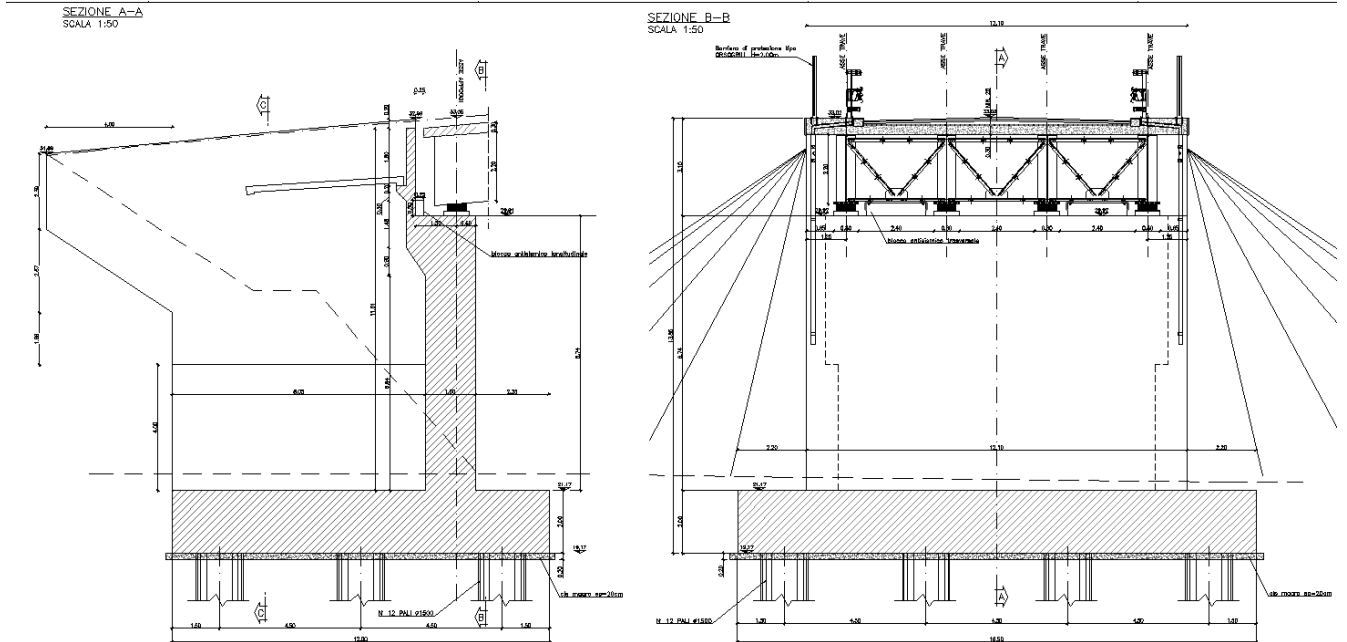


Figura 4: Carpenteria spalla A

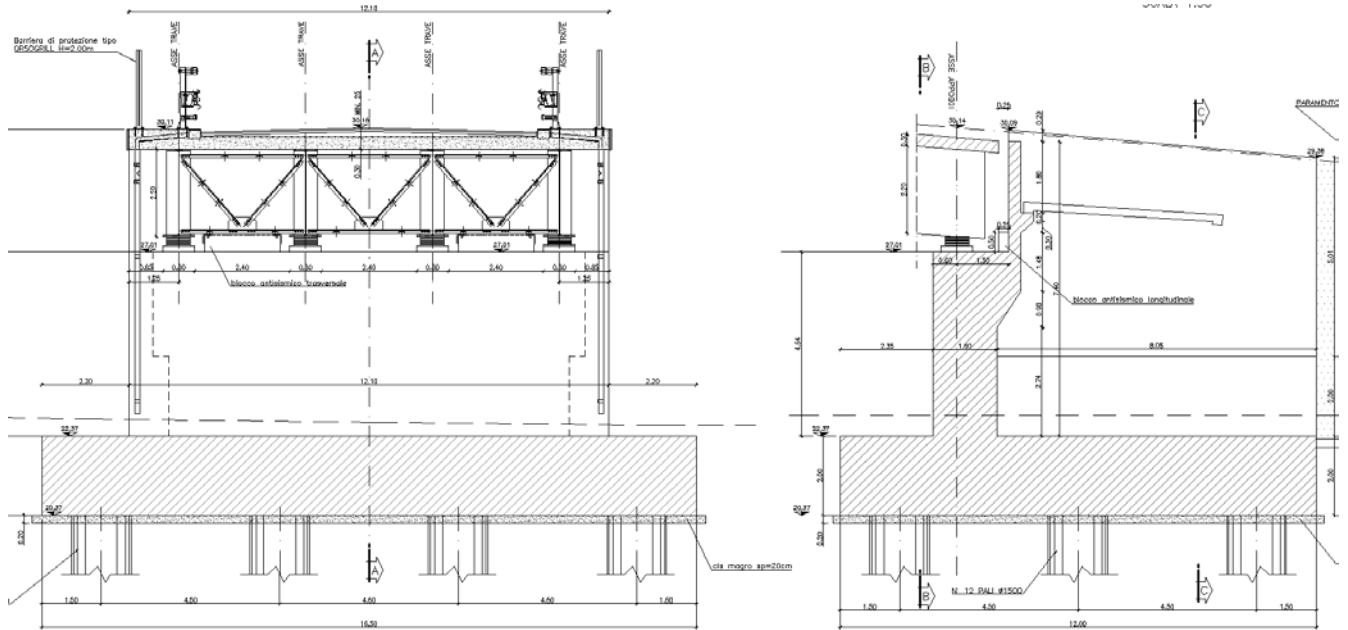


Figura 5: Carpenteria spalla B

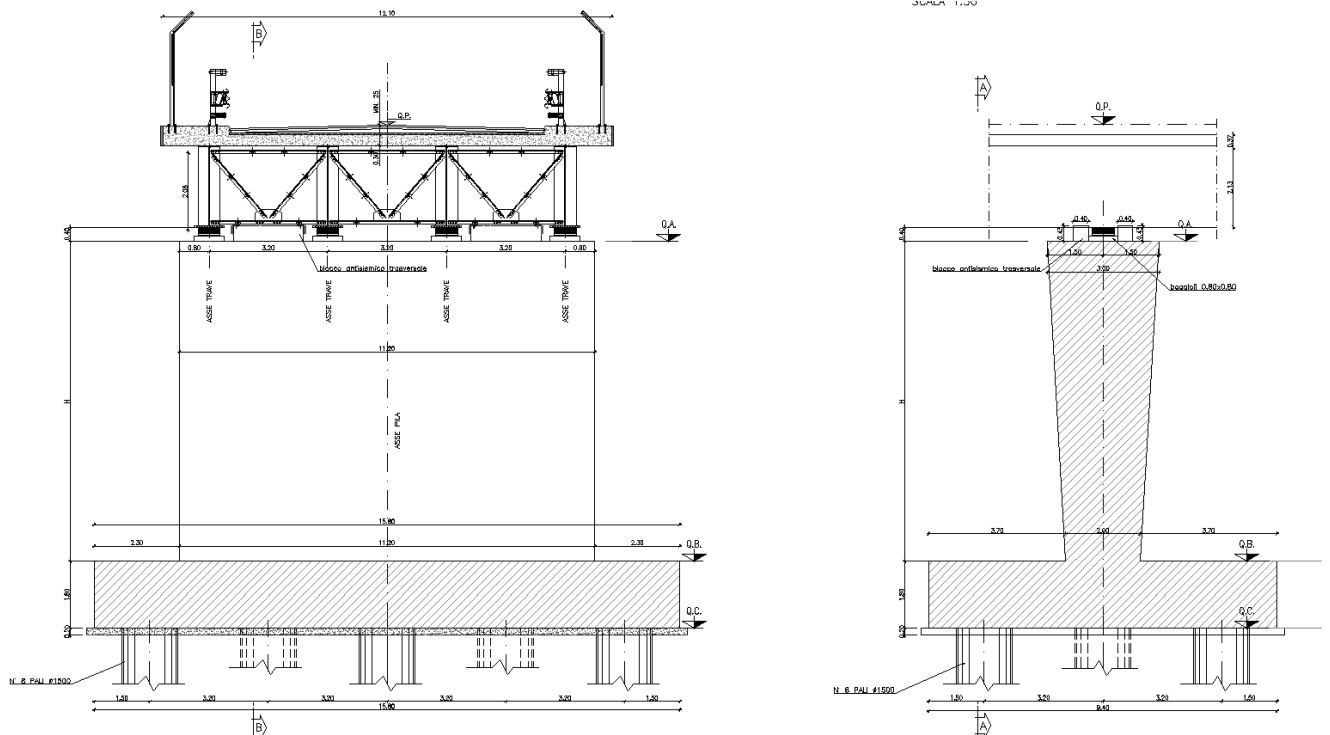


Figura 6: Carpenteria pile

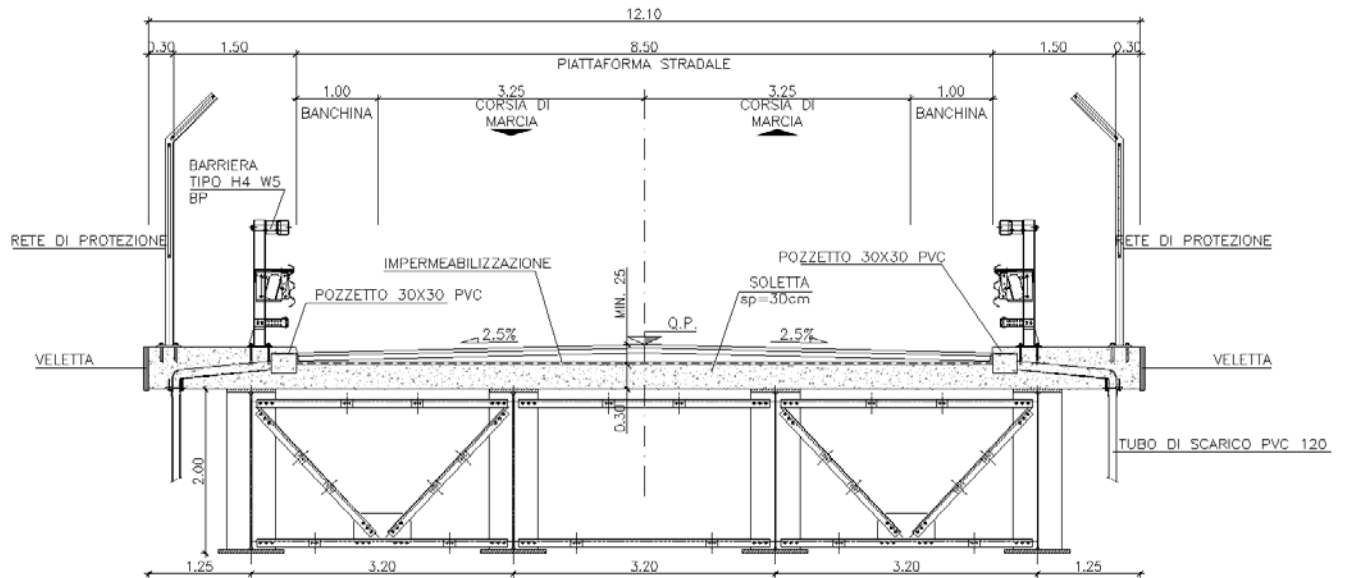



Figura 7: Sezione trasversale



 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b> <b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. <b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	. Pag <b>8 di 72</b>

### 3 FASI COSTRUTTIVE


L'opera è ubicata in prossimità di San Bonifacio e darà continuità alla strada provinciale Porcilana ed alla strada Provinciale SP38. La zona è pianeggiante.



Figura 8: Inquadramento geografico

Da un esame qualitativo non si evincono vincoli esterni che possano interferire con l'ingombro dei macchinari utilizzati per la realizzazione o che possano richiedere particolari opere di presidio. Le fasi costruttive possono essere di seguito sintetizzate:

1. Scavo di sbancamento per il raggiungimento del piano di posa delle fondazioni;
2. Realizzazione dei pali  $\Phi 1500$ ;
3. Realizzazione delle fondazioni delle sottostrutture;
4. Realizzazione delle elevazioni delle spalle e delle pile;
5. Sollevamento e posa delle travi metalliche mediante autogrù;
6. Getto della soletta e completamento delle finiture.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 9 di 72
	INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B	

#### 4 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Si riporta nel seguito l'elenco delle normative di riferimento.

Legge 5-1-1971 n° 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;

Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;


UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

UNI ENV 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2. Ponti di calcestruzzo;

“Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria” - RFI DTC INC PO SP IFS 002 A;

“Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie” - RFI DTC INC CS SP IFS 001 A;

“Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia” - RFI DTC INC PO SP IFS 005 A.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	10 di 72

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati con le classi di esposizione coerenti con la UNI EN 206.

Calcestruzzo di classe C12/15 ( $R_{ck}$  15 N/mm<sup>2</sup>) per sottofondazioni

### 5.1 CALCESTRUZZO

#### 5.1.1 FONDAZIONI – PALI

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:


Classe d'esposizione: XC2

**C25/30:**  $f_{ck} \geq 25$  MPa  $R_{ck} \geq 30$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm <sup>2</sup>

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 11 di 72
	<b>INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

### 5.1.2 ELEVAZIONE SOTTOSTRUTTURE

Per le strutture in elevazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4+XF1

**C32/40:**  $f_{ck} \geq 32$  MPa  $R_{ck} \geq 40$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungho durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm <sup>2</sup>

### 5.1.3 MURI

Classe d'esposizione: XC4

**C32/40:**  $f_{ck} \geq 32$  MPa  $R_{ck} \geq 40$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lunqo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm <sup>2</sup>

### 5.1.4 SOLETTA IMPALCATO

Per il getto in opera della soletta di impalcato si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4 – XF4

**C32/40:**  $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$   $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lunqo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm <sup>2</sup>

## 5.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

### 5.2.1 TRAVI PRINCIPALI E ORDITURE SECONDARIE

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio autopatinante tipo CORTEN, conforme alle prescrizioni delle NTC 2008 e della EN 10025 e dovranno essere collaudati nel rispetto dell'Istruzione RFI 44 M.

In particolare si utilizzerà:


Acciaio S355J2G3 per elementi saldati in acciaio ( $S < 40\text{mm}$ )

Acciaio S355K2G3 per elementi saldati in acciaio ( $S > 40\text{mm}$ )

Acciaio S355J0 per elementi non saldati e piastre sciolte,

con le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 510 \text{ MPa}$
tensione di snervamento ( $t \leq 40\text{mm}$ )	$f_{yk}$	$\geq 355 \text{ MPa}$
tensione di snervamento ( $t > 40\text{mm}$ )	$f_{yk}$	$\geq 335 \text{ MPa}$
allungamento	$\epsilon_t$	$\geq 21\%$
tensione di calcolo ( $t \leq 40\text{mm}$ )	$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$
(verifiche di resistenza)		$\gamma_{M0} = 1.05$
tensione di calcolo ( $t > 40\text{mm}$ )	$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 319 \text{ MPa}$
(verifiche di resistenza)		$\gamma_{M0} = 1.05$
tensione di calcolo ( $t \leq 40\text{mm}$ )	$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 322 \text{ MPa}$
(per le verifiche di stabilità delle membrature)		$\gamma_{M1} = 1.10$
tensione di calcolo ( $t \leq 40\text{mm}$ )	$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 305 \text{ MPa}$
(per le verifiche di stabilità delle membrature)		$\gamma_{M1} = 1.10$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 14 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione. I traversi intermedi, di pila e di spalla saranno collegati alle travi principali attraverso giunzioni bullonate.

### 5.2.2 BULLONATURE


Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche (UNI EN 20898):

giunzioni ad attrito	$i = 0.45$
vite	classe 10.9 (UNI 5712)
tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
tensione di snervamento	$f_y \geq 900 \text{ MPa}$
tensione caratteristica	$f_{k,N} \geq 700 \text{ MPa}$
dado	classe 10 (UNI 5713)
rosetta	acciaio C50 UNI EN 10083
forza di serraggio	$N_s = 0,8 f_{k,N} A_{res}$
coppia di serraggio	$T_s = 0,2 N_s d$

### 5.2.3 PIOLATURE

L'acciaio costituente il piolo deve essere compatibile per la saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli; esso dovrà avere le seguenti caratteristiche meccaniche risultanti dal prodotto secondo UNI EN ISO 13918 qualità S235 J2 G3 + C 450 (ex ST37-3K DIN 20049 )

materiale base	Acciaio S235J2G3+C450 (ex ST37-3K )
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 350 \text{ MPa}$
tensione di rottura a trazione	$f_{tk} > 510 \text{ MPa}$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 15 di 72
	IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	

#### 5.2.4 SALDATURE

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni della normativa vigente, NTC 2008, ISO 4063, EN 1011, EN 29692 e EN 12062

Tutte le giunzioni per l'unione dei conci delle travi principali e dei traversi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1<sup>a</sup> classe.

Tutte le saldature dovranno essere realizzate e collaudate nel rispetto dell'istruzione RFI 44 S.

#### 5.3 ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo B450C saldabile, per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

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

$$f_{tnom} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} \geq f_{ynom} \text{ frattile } 5\%$$

$$f_{tk} \geq f_{tnom} \text{ frattile } 5\%$$

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35 \text{ frattile } 10\%$$

$$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25 \text{ frattile } 10\%$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})_k \geq 7.5\% \text{ frattile } 10\%$$

Reti e tralici elettrosaldati:

$$f_{yk} \geq 390 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 440 \text{ MPa}$$


$$(f_{tk}/f_{yk}) \geq 1.10$$

#### 5.4 COPRIFERRI MINIMI

Si riportano di seguito i copriferri minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Soletta impalcato	4.5 cm
Elevazione pile e spalle	4.5 cm
Fondazione pile e spalle	5.0 cm
Pali	6.0 cm



 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 16 di 72
	INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B	

## 6 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

### 6.1 TERRENO DI FONDAZIONE


Relativamente alle caratteristiche geotecniche del terreno si rimanda agli elaborati specifici.

### 6.2 TERRENO DI RINFIANCO

Sono riassunte nel prospetto riportato di seguito le caratteristiche del terreno di rinfianco (con  $\gamma$  pari al peso specifico del terreno;  $\gamma_{\text{sat}}$  pari al peso specifico saturo del terreno;  $c'$  pari alla coesione;  $\varphi'$  pari all'angolo di attrito;  $K_0$  coefficiente di spinta a riposo):

Parametri del terreno				
$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c'$	$\varphi'$	$K_0$
(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(-)
20.00	20.00	0.0	35.0	0.426

Figura 9: Parametri geotecnici del terreno di rinfianco

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	. Pag 17 di 72

## 7 ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO

L'analisi dei carichi è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcati e le azioni direttamente applicate alle pile ed alla spalla.

I carichi dovuti all'impalcato sono relativi alle condizioni di carico elementari, riportate di seguito, combinate secondo quanto previsto dalle norme stradali. La scelta della dislocazione del traffico stradale sull'impalcato è stata effettuata in modo tale da massimizzare le azioni verticali, flessionali e taglianti sulla spalla. Si riporta nei paragrafi successivi la valutazione dei carichi agenti sul ponte.

Le azioni agenti per le condizioni di carico elementari sono di seguito indicate:

### AZIONI PERMANENTI

G<sub>1</sub> peso proprio degli elementi strutturali;

G<sub>2</sub> carichi permanenti portati;

G<sub>3</sub> spinta della terra

### AZIONI VARIABILI

Q<sub>1</sub> azioni variabili da traffico (compreso effetto dinamico);

Q<sub>3</sub> azione longitudinale di frenamento;

Q<sub>4</sub> azione centrifuga;

### AZIONI CLIMATICHE

Q<sub>5</sub> azione del vento

### AZIONI SISMICHE

Q<sub>6</sub> azione sismica

### AZIONI ECCEZIONALI

Q<sub>7</sub> urti da traffico ferroviario

Q<sub>8</sub> urti accidentali

### AZIONI DEI VINCOLI


Q<sub>9</sub> resistenze parassite dei vincoli

### DEFORMAZIONI IMPRESSE

$\varepsilon_2$  : ritiro del calcestruzzo;

$\varepsilon_3$  : variazioni termiche uniformi e differenziali;

$\varepsilon_4$  : scorrimenti viscosi.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 18 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

## 7.1 CARICHI PERMANENTI G

Le azioni permanenti relative ai ponti stradali (par. 5.1.3.1. NTC08) includono:

1. Peso proprio degli elementi strutturali:  $G_1$
2. Carichi permanenti portati:  $G_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili)
3. Altre azioni permanenti:  $G_3$  (spinta delle terre).

### 7.1.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI G1

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati sulla base della geometria degli elementi strutturali e del peso specifico assunto per il calcestruzzo ( $\gamma_{cls}=25\text{kN/m}^3$ ) e per l'acciaio ( $\gamma_{acc}=78.5\text{kN/m}^3$ ).

Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali:

Peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	25.00 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico acciaio	$\gamma_{acc}$	78.50 kN/m <sup>3</sup>
Larghezza impalcato	B	12.10 m
Numero di travi	n	4.00
Incidenza carpenteria metallica	i	2.65 kPa
Peso proprio carpenteria metallica Impalcato	$P_{g1,1}$	32.07 kN/m
Peso proprio carpenteria metallica x trave	$p_{g1,1}$	8.02 kN/m
Spessore soletta impalcato	$s_s$	0.30 m
Spessore soletta marciapiede	$s_m$	0.51 m
Larghezza marciapiede	bm	1.8 m
Area sezione trasversale	$A_{sez}$	4.39 m <sup>2</sup>
Peso Proprio soletta Impalcato	$P_{g1,2}$	109.65 kN/m
Peso Proprio soletta per trave	$p_{g1,2}$	27.41 kN/m

### 7.1.2 PESO PROPRIO ELEMENTI NON STRUTTURALI G2

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi non strutturali:

Peso specifico pavimentazione	$\gamma$	18.00 kN/m <sup>3</sup>
Larghezza pavimentazione stradale	b	8.50 m
Spessore pavimentazione	$s_p$	0.10 m
Peso Pavimentazione	$P_{g2,1,a}$	1.80 kPa
Spessore medio massetto pendenze	$s_m$	0.12 m
Peso massetto	$P_{g2,1,b}$	2.40 kPa
Peso Pavimentazione e massetto impalcato	$P_{g2,1}$	35.70 kN/m
Peso recinzione e veletta	$P_{g2,2}$	10.00 kN/m
Peso barriera antirumore impalcato	$P_{g2,2}$	20.00 kN/m

### 7.1.3 SPINTA DELLA TERRA G3

Per il calcolo della spinta statica del terreno sulla struttura è stato considerato il coefficiente di spinta attiva  $k_0$  (0,426). Le caratteristiche geotecniche del rilevato risultano:

Angolo di attrito	$\varnothing = 35^\circ$
Peso specifico	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Altezza massima terreno	$h = 13.50 \text{ m}$

La spinta è applicata direttamente agli elementi plate che modellano i muri delle spalle ed ha andamento triangolare con la profondità.

Relativamente alla spinta del sovraccarico accidentale, si considera un sovraccarico accidentale di 20kN/m<sup>2</sup>, per cui è assunta una spinta pari a:

$$\sigma_{\text{sovraccarico\_statica}} = q \cdot k_0 = 20 \cdot 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}^2$$

## 7.2 CARICHI ACCIDENTALI MOBILI Q1

Si prendono in esame nel presente paragrafo le azioni variabili da traffico. I carichi accidentali mobili presi in considerazione sono quelli indicati dalla normativa per ponti di prima categoria. Tali azioni, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico convenzionali e disposte su corsie convenzionali. In particolare, lo Schema di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella Figura riportata di seguito. Questo schema si assume a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

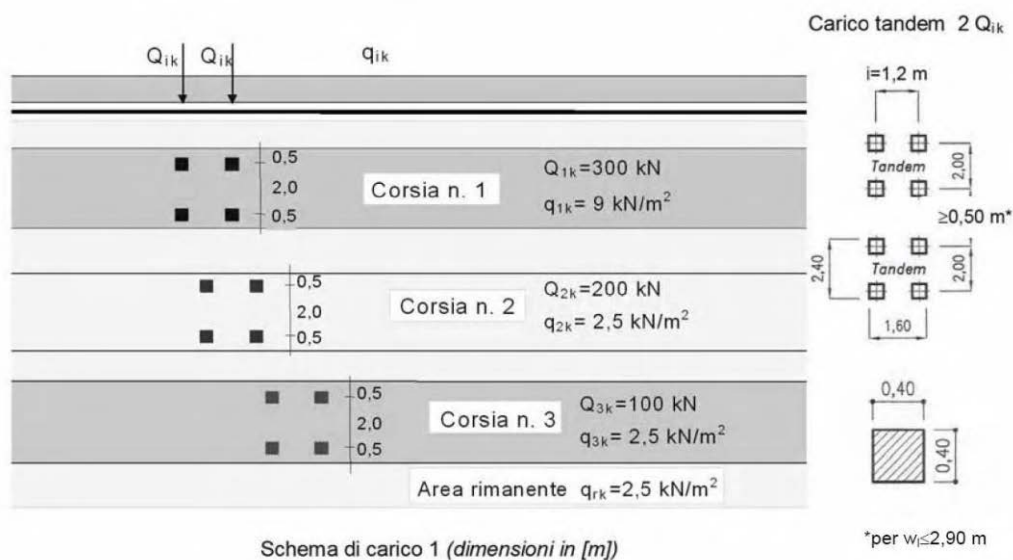


Figura 10: Schema di carico 1 per la definizione delle azioni variabili da traffico - carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$

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 11: Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di prima categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	(w-3,00)
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	w/2	0
$6,0 \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 12: Numero e larghezza delle corsie - Tabella 5.1.I del D.M. 14 gennaio 2008

In accordo con la Tabella sopra riportata, per l'impalcato in esame la larghezza della carreggiata (6,50 m) è compatibile con 2 colonne di carico:

- colonna di carico sulla Corsia n.1 costituita da un mezzo  $Q_{1k}$  (600 kN) e carico  $q_{1k}$  (9.0 kN/m<sup>2</sup>).
- colonna di carico sulla Corsia n.2 costituita da un mezzo  $Q_{2k}$  (400 kN) e carico  $q_{2k}$  (2.50 kN/m<sup>2</sup>).

Si riporta di seguito lo schema delle colonne di carico sull'impalcato.

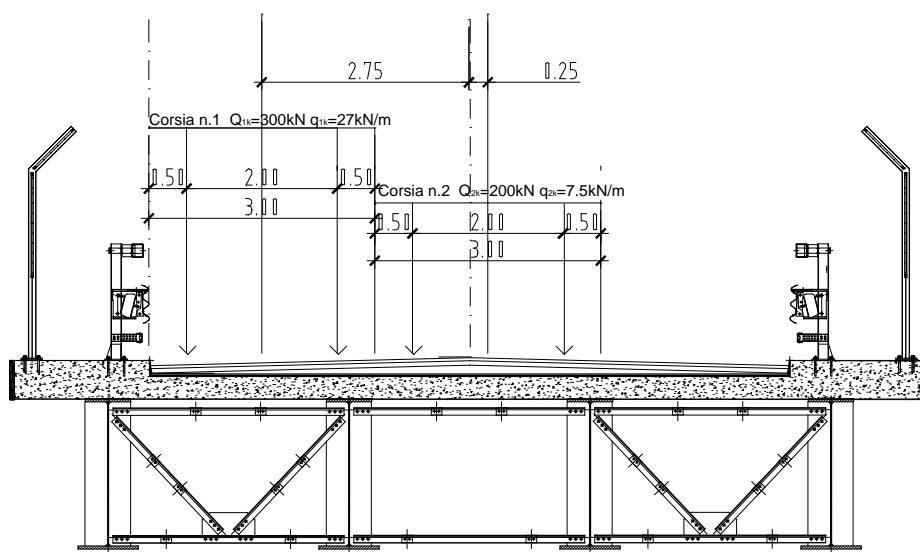



Figura 13: Disposizione delle colonne di carico sull'impalcato

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	. Pag 22 di 72

Risulta pertanto:

1. Eccentricità prima colonna: 2,75 m
2. Eccentricità seconda colonna: 0,25 m

### 7.3 INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITA' STRUTTURALI Q2

I carichi mobili sopra valutati includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Non si registrano, nel caso in esame, casi particolari che rendano necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale  $Q_2$ .

### 7.4 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO Q3

La forza di frenamento o di accelerazione  $Q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale, per i ponti di prima categoria, a:

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

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. Risulta pertanto nel caso in esame:

$$q_{3,1} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + (0,10) q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + (0,1) \cdot 9,00 \cdot 3 \cdot 67 = 540,9 \text{ kN}$$

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.

### 7.5 AZIONE CENTRIFUGA Q4

L'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico risulta funzione dei raggi di curvatura come mostrato nel prospetto seguente:

Raggio di curvatura $R$ (m)	$Q_4$ (kN)
$R > 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik}$ = carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

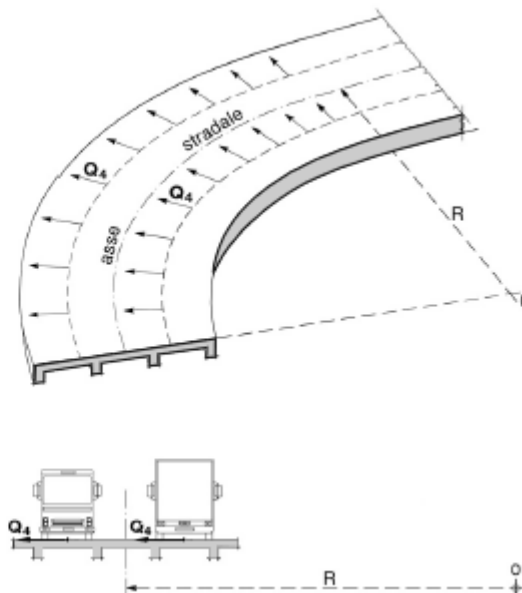


Figura 14: Valori caratteristici delle forze centrifughe - Tabella 5.1.III del D.M. 14 gennaio 2008

Il carico concentrato  $Q_4$ , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Il cavalcaferrovia in esame si sviluppa interamente in rettilineo (raggio di curvatura tendente all'infinito) e la forza centrifuga risulta pertanto nulla.

## 7.6 AZIONE DEL VENTO $Q_5$

Il vento agente trasversalmente all'opera, oltre ad interessare la stessa, agisce sulla sagoma longitudinale dei carichi transitanti.


In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC08), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a meno di 30 Km dal mare e a 59 m s.l.m. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:

### Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

### Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno



 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 24 di 72
	<b>INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

#### Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria;}$$

#### Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 7.30 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

#### Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = \mathbf{1.07 \text{ kN/m}^2}$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

L'azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all'asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

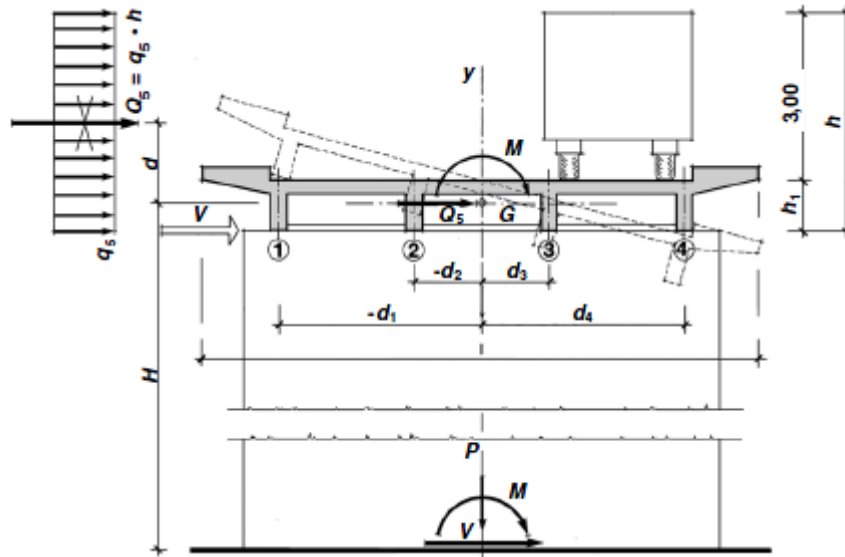


Figura 15: Direzione dell'azione del vento sul ponte

### Vento trasmesso dall'impalcato a ponte carico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) \cdot p$$

$$q_{\text{vento2}} = (H_{\text{carico}}) \cdot p$$

dove:

$q_{\text{vento1}}$  è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato;

$q_{\text{vento2}}$  è il carico trasversale dovuto al vento sulla superficie trasversale dei carichi transianti, che da normativa si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.


Le risultanti trasversali totali indotte dal vento sull'impalcato, sono pari a:

$$T_{\text{trav1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L_{\text{ponte}}$$

$$T_{\text{trav2}} = q_{\text{vento2}} \cdot L_{\text{ponte}}$$

$$T_{\text{trav\_ponte carico}} = (T_{\text{trav1}} + T_{\text{trav2}})$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso spalla risulta pari a:

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 26 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

$$e_{v1} = d + [(H_{trave} + H_{soletta})/2]$$

$$e_{v2} = d + (H_{trave} + H_{soletta}) + (3/2)$$

dove:

d = distanza tra intradosso trave in c.a.p. e estradosso spalla (baggiolo+appoggio)

Gli impalcati trasmettono quindi alla spalla un momento pari a:

$$M_{vento\_ponte\ carico} = T_{trasv1} \cdot e_{v1} + T_{trasv2} \cdot e_{v2}$$

**Si ottiene quindi:**

pressione del vento	p	1.07	kPa
Lunghezza impalcato	l	67.00	m
altezza impalcato e soletta	h	2.30	m
carico sull'impalcato	q <sub>vento1</sub>	2.46	kN/m
carico sulla superficie trasversale dei carichi transitanti (h = 3 m dal piano stradale)	q <sub>vento2</sub>	3.21	kN/m
azione trasversale totale sull'impalcato (uniformemente distribuita)	q <sub>vento</sub>	5.67	kN/m
Risultante trasversale	T <sub>r</sub>	379.9	kN
Eccentricità dell'impalcato	e <sub>v1</sub>	6	m
Eccentricità dei carichi viaggianti	e <sub>v2</sub>	1.55	m
<b>Momento uniformemente distribuito Ponte carico</b>	<b>M<sub>v_p. carico</sub></b>	<b>4.40</b>	<b>(kN/m)*</b> <b>m</b>

### Vento trasmesso dall'impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{vento1} = (H_{trave} + H_{soletta} + H_{barriera}) \cdot p$$

dove:

q<sub>vento1</sub> è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione;

La risultante trasversale totale indotta dal vento sull'impalcato, risulta pari a:

$$T_{trasv1} = q_{vento1} \cdot L_{ponte}$$

$$T_{\text{trasv\_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}}$$


Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso spalla risulta pari a:

$$e_{v3} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) / 2]$$

Il momento agente per metro lineare di opera è pari ad:

$$M_{\text{vento\_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1}$$

altezza max barriera di protezione	$h_{\text{barriera}}$	3.11	m
Altezza totale	$H_{\text{tot}}$	5.41	m
carico sull'impalcato $[p^*(H_{\text{tot}})]$	$q_{\text{vento1}}$	5.79	kN/m
Risultante trasversale Ponte scarico	$T_r$	387.84	kN
Eccentricità ponte scarico	$e_{v3}$	3.11	m
<b>Momento uniformemente distribuito Ponte scarico</b>	<b><math>M_{v\_p.\text{scarico}}</math></b>	<b>17.97</b>	<b>(kN/m)*m</b>

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	<b>28 di 72</b>

## 7.7 AZIONI SISMICHE Q6

Nel presente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel D.M. 14 gennaio 2008, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

$S_s$ : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica.

$\eta$ : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$a_g$ : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

$T_B, T_C, T_D$ : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T^*_c$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

$C_C$ : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

$T^*_c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_S \times S_T$ : con  $S_S$  pari sempre a 1

$\eta$ : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ):


$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 ;$$

$T$ : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

$T_B, T_C, T_D$ : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 ; \quad T_B = 0.15 ; \quad T_D = 1.0 ;$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	Pag 30 di 72

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale.

#### Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale ( $V_N$ ), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella seguente.

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale ( $V_N$ )
1	Opere provvisorie- Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale  $V_N = 100$  anni (categoria 3).

#### Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera in oggetto si considera una Classe d'uso III.

### Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a  $100 \times 1.5 = 150$  anni.

### Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

#### Stati limite di esercizio

Stato Limite di Operatività (**SLO**): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature



rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (**SLD**): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile all'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.


### Stati limite ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture o crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione invece conserva una parte della resistenza e della rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento
		$V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

In accordo alle specifiche di norma le azioni sismiche per il dimensionamento dell'opera sono quelle relative allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le azioni sismiche

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 33 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica.

### Accelerazione ( $a_g$ ), fattore ( $F_0$ ) e periodo ( $T_c^*$ )

Ai fini del D.M. 14-01-2008 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima sul sito;

$F_0$ : 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.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento ( $V_R$ ), e quindi dalla vita nominale ( $V_N$ ) e dalla classe d'uso ( $C_U$ ) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Latitudine: 45.388891°

Longitudine: 11.246378°


#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.234 g
$F_0$	2.434
$T_c^*$	0.284 s
$S_s$	1.359
$C_C$	1.591
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.359
$\eta$	1.000
$T_B$	0.151 s
$T_C$	0.452 s
$T_D$	2.535 s

Figura 16: Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 34 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

### Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento.

In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio  $V_{s30}$ , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media  $c_u$  (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzanti da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m,

	caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} > 800$ m/s)
Cat. S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
Cat. S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.


Dalle prove eseguite risulta che i terreni di fondazione risultano appartenere alla categoria **C**.

#### Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti,  $S_s$  e  $C_c$ , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	. Pag 36 di 72

### Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame  $S_T = 1$

### Spettri di risposta elastici

Utilizzando i parametri definiti nei paragrafi precedenti, di seguito si riportano gli spettri di risposta corrispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con uno smorzamento  $\xi$  pari al 5%. Si precisa che l'opera è stata progettata considerando lo spettro di risposta elastico.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

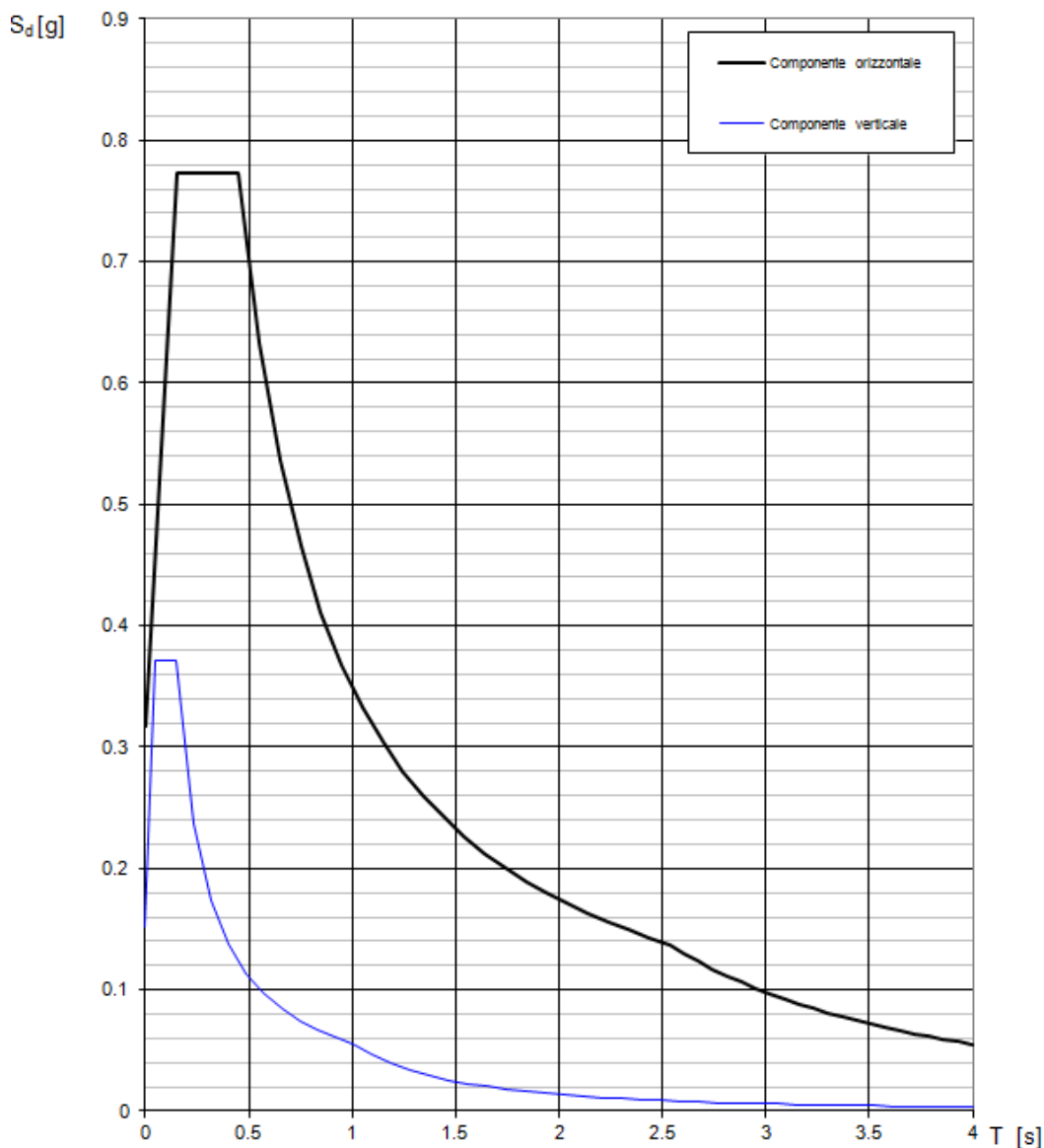



Figura 17: Spettri elastici dell'accelerazione orizzontale e verticale (SLV)

**Incremento sismico del terreno**

Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sul muro interno (in aggiunta a quelle statiche) sono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ . In particolare è stata applicata la teoria di Mononobe-Okabe la quale fornisce la componente orizzontale della spinta del terreno comprensiva dell'incremento sismico. Questo è giustificato da spostamenti orizzontali dei pali dell'ordine di 1.00cm.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 38 di 72
	IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	

#### Parametri sismici

- Accelerazione max. di progetto  $a_{max\_g}/g$ : 0.234
- Fattore  $F_o$  di amplificazione dello spettro: 2.434
- Fattore  $S_s$ : 1.359

#### Azioni trasmesse dall'impalcato

L'azione sismica trasmessa dall'impalcato è stata dedotta dall'analisi dinamica lineare della struttura.

#### Forze inerziali

Sono state considerate le azioni inerziali orizzontali. Per porzione di rilevato contenuto all'interno dei muri andatori è stato assunto un valore di accelerazione pari a  $k_h$ . Si è assunta un'accelerazione pari ad  $a_g \cdot S$ .


#### Sisma verticale

La componente verticale è stata considerata agente verso l'alto e verso il basso in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

### 7.8 URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO Q7

Nel presente paragrafo si riportano i criteri di verifica delle sottostrutture in presenza dell'azione eccezionale legata agli urti da traffico ferroviario sulle spalle del cavalcaferrovia in esame.

All'occorrenza di un deragliamento può infatti verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 39 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio, in accordo con NTC & 3.6.3.4, possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza  $d$  degli elementi esposti dall'asse del binario:

1.  $5 \text{ m} < d \leq 15 \text{ m}$ :
  - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.
2.  $d > 15 \text{ m}$ :
  - Pari ad zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Per l'opera in esame il carico agente è nullo poiché le sottostrutture sono più distanti di 15m dal binario più vicino.

## 7.9 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI Q9


Le resistenze passive dei vincoli sono valutate pari al 3% del carico verticale:

peso proprio dell'impalcato  $q_{9\_1} = 0.03 \cdot N_{imp} = 0.03 \cdot 1600 \text{ kN} = 48.00 \text{ kN}$

carichi accidentali  $q_{9\_2} = 0.03 \cdot 3000/2 \text{ kN} = 45 \text{ kN}$

## 7.10 URTI ACCIDENTALI Q8



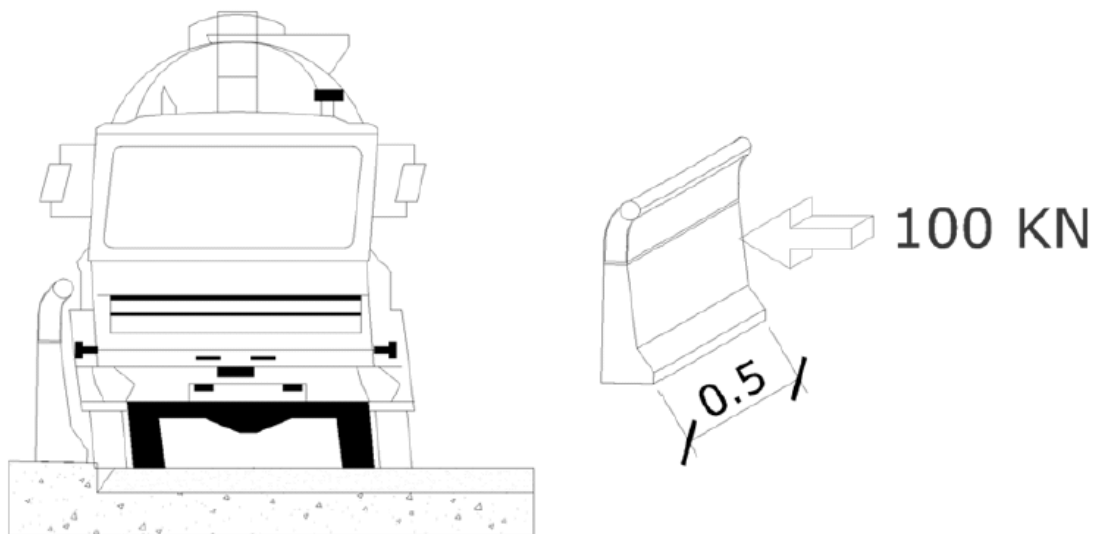
 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b> <b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. <b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	. Pag <b>40 di 72</b>

Per tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza (§ 3.6.3.3.2 – NTC2008) si è considerata una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 KN. Essa è stata considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1,0 m sopra il livello del piano di marcia e applicata su una linea lunga 0,5 m in corrispondenza dell'inizio dei cordoli.

Ne consegue che sulla soletta viene trasmesso un momento torcente di calcolo pari a

$$M_{t,d} = 100 \times 1 \times 0,5 = 50 \text{ KN m.}$$

Questo momento torcente è stato associato allo schema 2 dei carichi da traffico e quindi per ogni appoggio è stato disposto il momento in prossimità dell'inizio del cordolo con adiacente il pneumatico.




L'altezza dei parapetti (§ 5.1.3.10 – NTC 2008) non deve essere inferiore a 1,10 m. I parapetti sono calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 KN/m applicata al corrimano.

## 7.11 DEFORMAZIONI IMPRESSE $\varepsilon$

In accordo con la normativa vigente (par. 5.1.3.2 NTC08) si intendono per deformazioni impresse sui ponti stradali:

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto:  $\varepsilon_1$ .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 41 di 72
	INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B	

2. Effetti reologici: ritiro e viscosità  $\epsilon_2$ ;

3. Variazioni termiche  $\epsilon_3$ .

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle vigenti Norme Tecniche.

4. Cedimenti vincolari:  $\epsilon_4$

Sono stati considerati cedimenti delle fondazioni pari ad 1/5000 della luce media relativa ad ogni pila:

Pila interne: 0.74cm

#### **Ritiro e viscosità del calcestruzzo ( $\epsilon_2$ )**

In accordo con le NTC 2008 e e RFI DTC INC PO SP IFS 002 A par. 2.8.2 la deformazione totale da ritiro è calcolata attraverso la seguente espressione:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$\epsilon_{cs}$  deformazione totale per ritiro

$\epsilon_{cd}$  deformazione per ritiro per essiccamento

$\epsilon_{ca}$  deformazione per ritiro autogeno

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento  $\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{c0}$ , si ricava dalle immagini seguenti riportata dalle NTC 2008 (§ 11.2.10.6) e risulta dipendente dalla resistenza caratteristica a compressione, dall'umidità relativa, assunta pari a 75% e dal parametro  $h_0$  pari a

$$h_0 = 2A_c/u = 0.4m$$

dove:

$A_c$  = area della sezione di conglomerato;

$u$  =perimetro della sezione di conglomerato a contatto con l'atmosfera.

Si precisa che nel computo dell'area  $A_c$  non sono state considerate le lastre prefabbricate; il perimetro  $u$  a contatto con l'atmosfera comprende la sola superficie superiore, essendo la parte inferiore del getto protetta dalle lastre.

$f_{ck}$	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

Figura 18: Valori di  $\epsilon_{c0}$

$h_g$ (mm)	$K_h$
100	1.0
200	0.85
300	0.75
> 500	0.70

Figura 19: Valori di  $K_h$  – Tabella 11.2.Vb del D.M. 14 gennaio 2008

Relativamente a  $\epsilon_{c0}$ , considerando un' umidità relativa di circa il 75% e una resistenza caratteristica cilindrica del cls pari a  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 40 = 33.20 \text{ N/mm}^2$ , risulta, per interpolazione lineare,  $\epsilon_{c0} = -0.417 \text{ ‰}$ , facendo riferimento al prospetto riportato di seguito:

$f_{ck}$	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

Figura 20: Valori di  $\epsilon_{c0}$  – Tabella 11.2.Va del D.M. 14 gennaio 2008

Risulta dunque:

$$\epsilon_{cd} = K_h \cdot \epsilon_{c0}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\epsilon_{ca}$  può essere valutato mediante l'espressione:


$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in } \text{N/mm}^2$$

Si ottiene quindi:

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= 40 \text{ Mpa} \\
 f_{ck} &= 33.20 \text{ Mpa} \\
 \epsilon_{c0} &= -4.17E-04 \quad \text{valore tabella 11.2.Va} \\
 h_0 &= 2A_c/u \\
 A_c &= 3.025 \text{ m}^2 \quad \text{area della sezione di cls} \\
 u &= 12.1 \text{ m} \quad \text{perimetro della sezione esposta all'aria} \\
 h_0 &= 0.50 \text{ m} \\
 k_h &= 0.7 \\
 \epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0} &= -2.92E-04 \\
 \epsilon_{cd}(t) &= \beta_{ds} (t-t_s) * \epsilon_{cd,\infty} \\
 \beta_{ds} (t-t_s) &= (t-t_s) / [(t-t_s)+0.04*h_0^{3/2}] \\
 (t-t_s) &= 18250 \text{ giorni} \\
 \beta_{ds} (t-t_s) &= 0.999999225 \\
 \epsilon_{cd}(t) &= -0.00029218 \\
 \epsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} &= -5.80E-05 \\
 \epsilon_{cs} &= -3.50E-04
 \end{aligned}$$

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato attraverso un'azione assiale di trazione

$$N_r = A_c \epsilon_{cs} E_{ct\infty}$$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 44 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

AZIONE ASSIALE NELLA SOLETTA (SLE)  $N_R = -12013 \text{ kN}$

applicata alla sola soletta e una presso-flessione retta ( $N_r - M$ ) applicata alla sezione mista. Infine gli effetti iperstatici dovuti al ritiro impedito sono stati sommati agli effetti isostatici precedentemente calcolati.


Nelle medesime condizioni di umidità risultano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione di seguito riportati (NTC 2008 § 11.2.10.7):

Coefficiente di viscosità	$\Phi_\infty = 2,0$	
Resistenza caratteristica calcestruzzo	$R_{ck} = 40$	$\text{N/mm}^2$
Resistenza cilindrica	$f_{ck} = 33,2$	$\text{N/mm}^2$
Valore medio resistenza cilindrica	$f_{cm} = 41,2$	$\text{N/mm}^2$
Modulo elastico istantaneo calcestruzzo	$E_{cm} = 33643$	$\text{N/mm}^2$
Modulo elastico calcestruzzo a $t = \infty$	$E_{ct\infty} = 11091$	$\text{N/mm}^2$
Modulo elastico dell'acciaio	$E_a = 210000$	$\text{N/mm}^2$
<b>Coefficiente di omogeneizzazione a <math>t=0</math></b>	<b><math>n = 6,2</math></b>	
<b>Coefficiente di omogeneizzazione a <math>t = \infty</math></b>	<b><math>n = 18,93</math></b>	

### Effetti termici ( $\epsilon_3$ )

Relativamente alle variazioni termiche sono state considerate le seguenti distorsioni termiche:

- variazione termica uniforme per gli elementi strutturali  $\pm 15^\circ\text{C}$
- gradiente termico tra soletta e trave metallica  $\pm 5^\circ\text{C}$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 45 di 72
	IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni per lo svolgimento delle verifiche strutturali sono state definite in accordo a quanto riportato nella Normativa vigente, par.2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008 (si è tenuto inoltre conto di quanto specificato al riguardo nel par. 5.1.3.12 relativo al capitolo sui 'Ponti stradali'):

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi sono riportate nel prospetto seguente:

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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 21: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU – Tabella 5.1.V del D.M. 14 gennaio 2008

Nel prospetto sopra riportato il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$ : coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$ : coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$ : coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$ : coefficiente parziale delle azioni variabili.

Relativamente ai valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni per i ponti stradali si fa riferimento al prospetto riportato di seguito, in accordo con la normativa vigente:

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
<i>Vento <math>q_s</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_s</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Figura 22: Valori dei coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali – Tabella 5.1.VI del D.M. 14 gennaio 2008

In definitiva, si riportano nel prospetto seguente i coefficienti dedotti per ciascuna delle combinazioni delle azioni per lo svolgimento delle verifiche strutturali:



		g1+g2+g3	ε2	ε3	q1	q3	q4	q5	q6	q7	q9	
SLE	SLE(QP)	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0	0	
	SLE(FR)	1	1	0.6	0.75 Q <sub>ik</sub>	0	0	0	0	0	0	
					0.4 q <sub>ik</sub>							
					0.75 q <sub>011a</sub>							
EQU (STR)	EQU1	1.1	1.2	1.2	0	0	0	1.5	0	0	1.35-0.75	
	EQU2	1.1	1.2	1.2-0.6	1.35	0	0	0.9	0	0	1.35-0.75	
	EQU3	1.1	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q <sub>ik</sub>	1.5	0	0.9	0	0	0	1.35-0.75
					1.35-0.40 q <sub>ik</sub>							
					1.35-0.75 q <sub>011a</sub>							
EQU4	1.1	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q <sub>ik</sub>	0	1.5	0.9	0	0	0	1.35-0.75	
				1.35-0.40 q <sub>ik</sub>								
					1.35-0.75 q <sub>011a</sub>							
SLU (STR)	STR1	1.35	1.2	1.2-0.6	0	0	0	1.5	0	0	1.35-0.75	
	STR2	1.35	1.2	1.2-0.6	1.35	0	0	0.9	0	0	1.35-0.75	
	STR3	1.35	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q <sub>ik</sub>	1.5	0	0.9	0	0	0	1.35-0.75
					1.35-0.40 q <sub>ik</sub>							
						1.35-0.75 q <sub>011a</sub>						
STR4	1.35	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q <sub>ik</sub>	0	1.5	0.9	0	0	0	1.35-0.75	
				1.35-0.40 q <sub>ik</sub>								
					1.35-0.75 q <sub>011a</sub>							
STR5	1.35	1.2	1.2-0.6	0	0	0	0	0	0	1.5	0	
SLU (STR)	GEO1	1	1	0.6	0	0	0	1.3	0	0	1.15-0.75	
	GEO2	1	1	0.6	1.15	0	0	1.3-0.6	0	0	1.15-0.75	
	GEO3	1	1	0.6	1.15-0.75 Q <sub>ik</sub>	1.3	0	1.3-0.6	0	0	0	1.15-0.75
					1.15-0.40 q <sub>ik</sub>							
					1.15-0.75 q <sub>011a</sub>							
GEO4	1	1	0.6	1.15-0.75 Q <sub>ik</sub>	0	1.3	1.3-0.6	0	0	0	1.15-0.75	
				1.15-0.40 q <sub>ik</sub>								
					1.15-0.75 q <sub>011a</sub>							
Sisma (SLV)	Sisma (SLV)	1	1	0.5	0	0	0	0	±1	0	0	

Figura 23: Valori dei coefficienti delle combinazioni di carico adottate per la verifica degli elementi strutturali


Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia “SLV” che comprende tre combinazioni in cui il sisma nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) è combinato come segue.

$$E_1+0.3E_t\pm 0.3E_v; \quad 0.3E_1+E_t\pm 0.3E_v; \quad 0.3E_1+0.3E_t\pm E_v$$

Le azioni combinate considerate sono dunque le seguenti:

G<sub>1</sub>: peso proprio degli elementi strutturali;

G<sub>2</sub> : carichi permanenti portati;

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 49 di 72
	<b>IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

- G<sub>3</sub> : spinta delle terre;
- ε<sub>2</sub> : ritiro e viscosità della soletta;
- ε<sub>3</sub> : variazioni termiche uniformi e differenziali;
- Q<sub>1</sub>: carichi mobili;
- Q<sub>3</sub>: azione longitudinale di frenamento;
- Q<sub>4</sub>: azione centrifuga;
- Q<sub>5</sub>: azione trasversale del vento;
- Q<sub>6</sub>: azioni sismiche;
- Q<sub>7</sub>: urti da traffico ferroviario
- Q<sub>9</sub>: resistenze parassite dei vincoli

Per lo svolgimento delle verifiche della portanza dei pali, in accordo con la normativa vigente, si applicano i coefficienti parziali di sicurezza alle azioni, ai materiali e alla resistenza del terreno, come di seguito esplicitato:

#### Approccio 1

Combinazione1: A1+M1+R1

Combinazione2: A2+M1+R2

#### Approccio 2

Combinazione1: A1+M1+R3

Carichi	Effetto	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	1.00	1.00
	Sfavorevole	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	0.00	0.00
	Sfavorevole	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	0.00	0.00
	Sfavorevole	1.50	1.30

Figura 24: Valori dei coefficienti parziali per le azioni

Parametro	Grandezza alla quale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi')$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c'_u$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

Figura 25: Valori dei coefficienti parziali per i parametri del terreno

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
Base	$\gamma_b$	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.00	1.45	1.15
Tot/combinazione (comp)	$\gamma_t$	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1.00	1.60	1.25

Figura 26: Valori dei coefficienti parziali per le resistenze

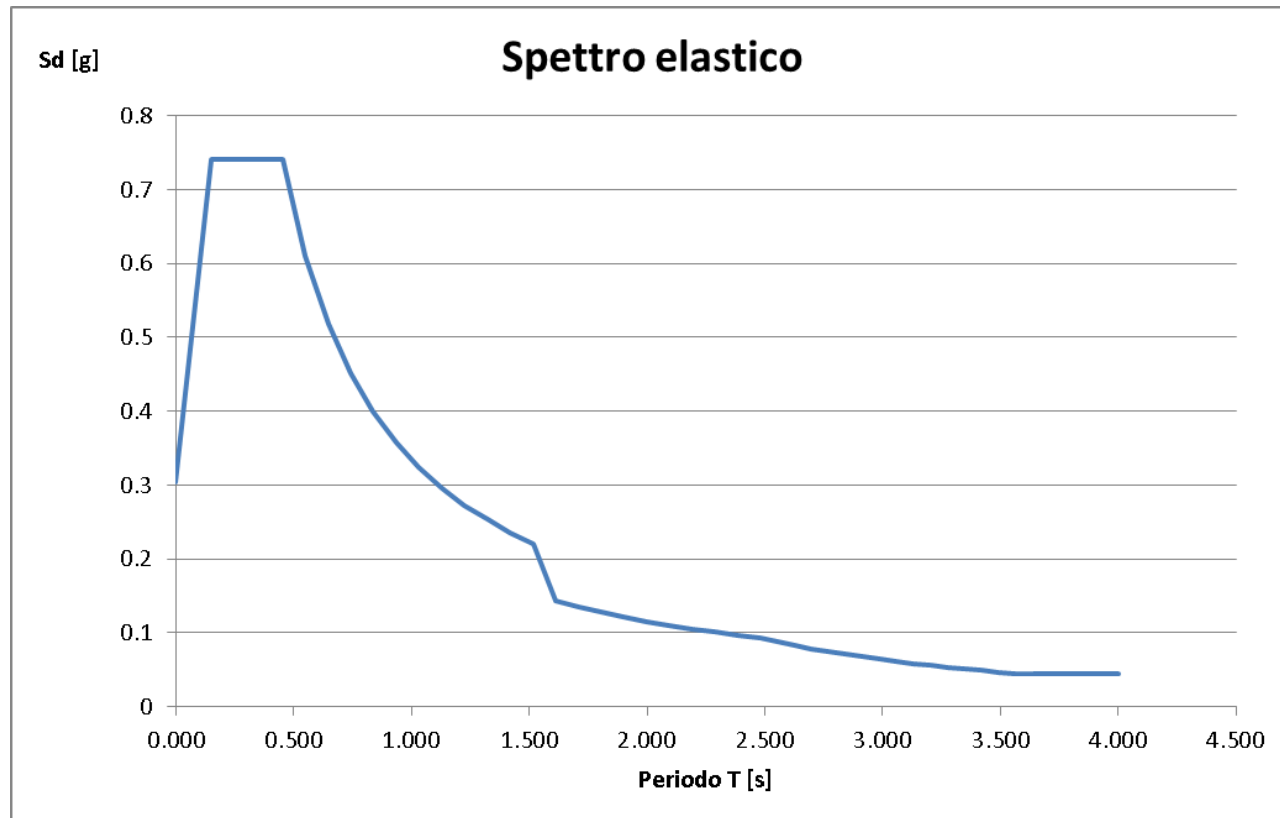
## 9 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo della struttura è stato svolto utilizzando MidasGen ver. 11.12. Il modello di calcolo è costituito da elementi frame, monodimensionali, rappresentativi delle travi a sezione composta acciaio-clc e dei traversi. La soletta è stata modellata come elementi beam equivalenti.

Il collegamento dell'impalcato con le sottostrutture è stato modellato attraverso link elastici: le caratteristiche di rigidezza degli elementi inseriti modellano lo schema descritto in precedenza. La struttura isolata ha un periodo par ad 2.33sec. e presenta uno spostamento massimo per lo stato limite di collasso pari ad 232mm.

Sono quindi stati utilizzati isolatori elastomerici tipo SI-N 500/126 con una rigidezza orizzontale equivalente pari ad 1.25 kN/mm.

Lo smorzamento viscoso equivalente considerato è pari 16%, ne consegue uno spettro di progetto scalato per periodi maggiori al 0.8 il primo periodo proprio:



Tutti gli elementi strutturali della spalla sono stati descritti come elementi bidimensionali a piastra (shell), la palificata di sostegno è stata descritta con elementi monodimensionali a trave (beam): l'interazione tra il terreno e i pali di fondazione è modellata tramite l'applicazione di molle non lineari orizzontali e molle lineari verticali.

I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono desunti dall'analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti schematizzato nelle figure seguenti.

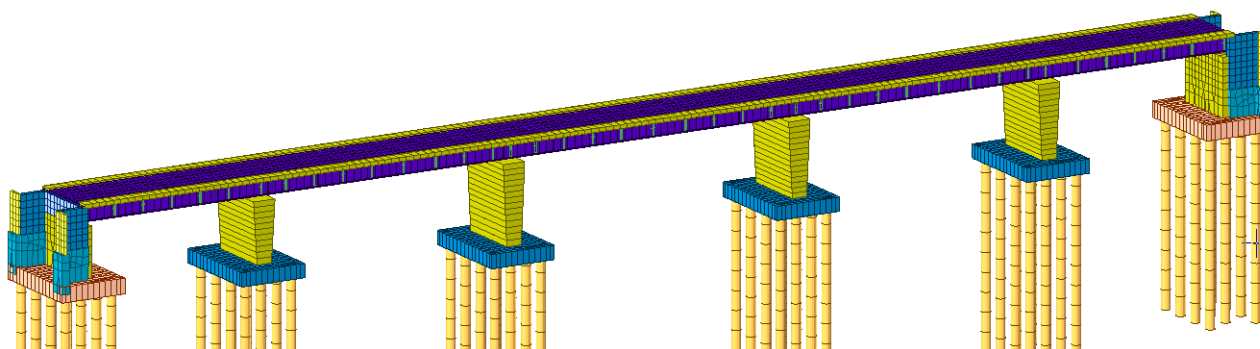


Figura 27: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – modello 3d globale

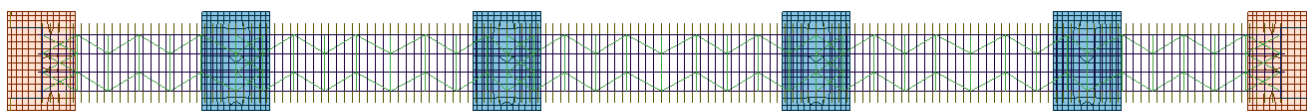


Figura 28: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – pianta

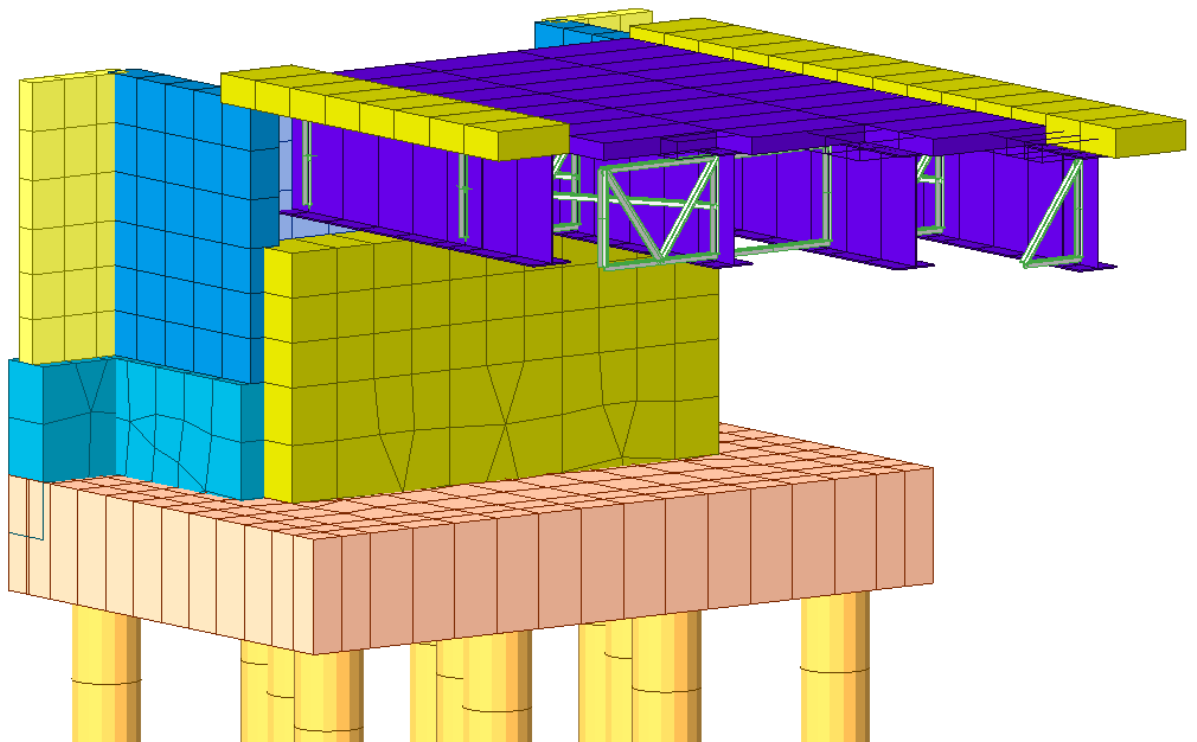


Figura 29: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – spalla

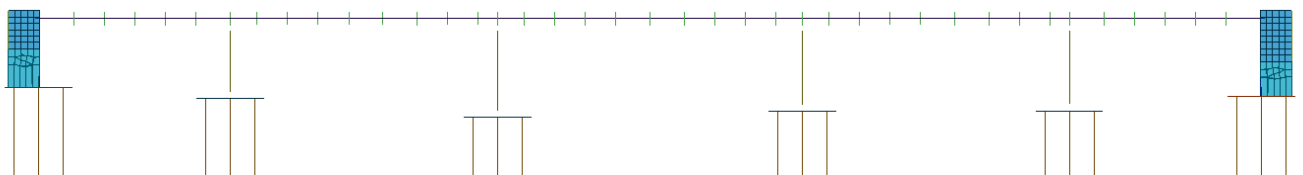



Figura 30: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – prospetto longitudinale

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 54 di 72
	INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B	

## 10 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera, per le varie combinazioni di carico e per le diverse fasi costruttive, vengono effettuate sulla base dei criteri definiti dalle vigenti norme tecniche ("Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008), tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nella "Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria"- *RFI*, sostitutiva dell'Istruzione Tecnica "FS 44 A" del Settembre 1971, relativa alla progettazione e all'esecuzione di cavalcavia stradali e passerelle pedonali sovrappassanti la sede ferroviaria.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione, ed allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica. Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche sono quelle stabilite, secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Cap. 2 delle nuove norme tecniche per le costruzioni, nei precedenti paragrafi.

Si specificano di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche della struttura.

### 10.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### 10.1.1 VERIFICA A FESSURAZIONE

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14 gennaio 2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nella "Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria"- *RFI*.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati, nella presente relazione), alle corrispondenti condizioni ambientali (condizioni molto aggressive) ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 31: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del D.M. 14 gennaio 2008

1. Per le strutture di fondazione:

- *Classe di esposizione e condizioni ambientali:*

Lato terra e lato scavo: XC2 → condizioni ambientali ordinarie

- *Stati limite di fessurazione:*

Lato scavo e lato terra (cond. amb. Ordinarie + RFI ...002A & 2.2.2)

- Combinazione di carico frequente:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Combinazione di carico quasi permanente:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

2. Per le strutture di elevazione:

- *Classe di esposizione e condizioni ambientali:*

XC4+XF1 → condizioni ambientali aggressive

- *Stati limite di fessurazione: (cond. amb. aggressive)*

- Combinazione di carico frequente:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Combinazione di carico quasi permanente:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

3. Per la soletta d'impalcato:

- *Classe di esposizione e condizioni ambientali:*

XC4 – XF4 → condizioni ambientali molto aggressive


- *Stati limite di fessurazione: (cond. amb. molto aggressive)*

- Combinazione di carico frequente:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Combinazione di carico quasi permanente:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure  $w_d$  è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$



 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 56 di 72
	<b>INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B</b>	

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$ , e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

### 10.1.2 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:


$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b> <b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	. Pag 57 di 72

## 10.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

### 10.2.1 SOLLECITAZIONI FLETTENTI

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateaux ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$ )

### 10.2.2 SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$


e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot x_d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 58 di 72
	INOD 00 DI2 CL IV 06A0003B	

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione;
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $S$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );
- $\alpha$  è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

## 11 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FONDAZIONI

### 11.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SPALLA

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni sui pali di fondazione delle spalle in termini di sforzo normale e di taglio per le condizioni di carico dimensionanti:

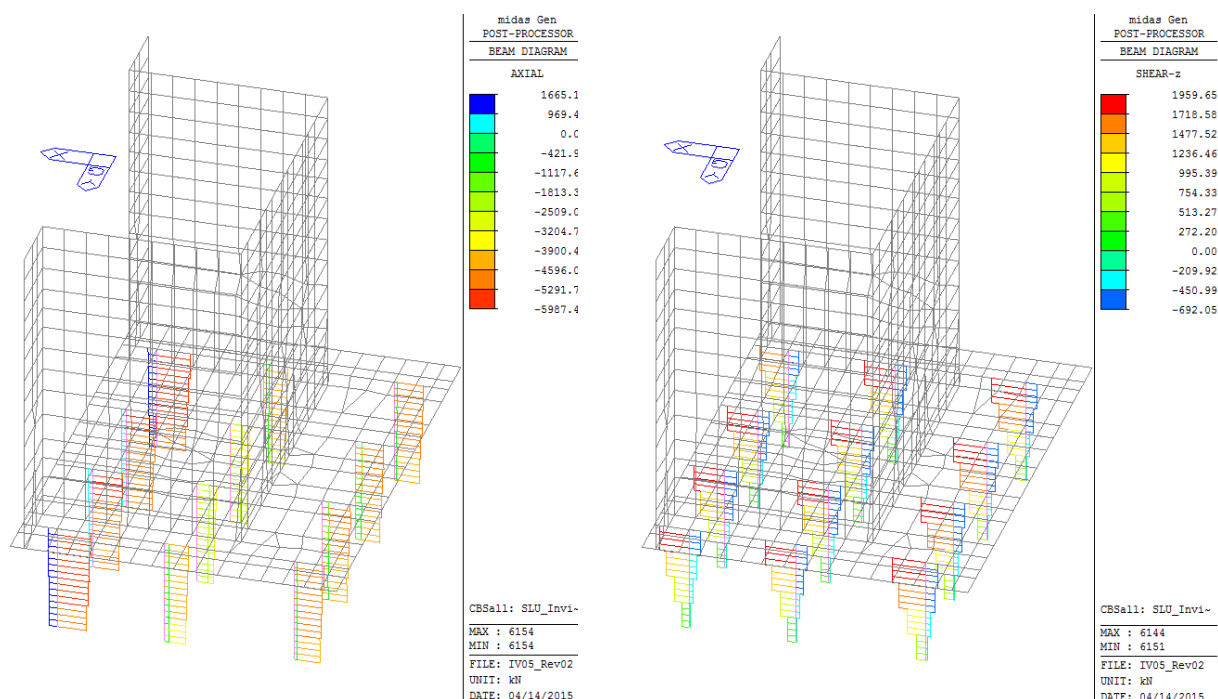


Figura 32: Combinazione SLU SISMA: – Inviluppo Sforzo Normale e tagli

### 11.2 VERIFICA PORTANZA PALI SPALLA

Le fondazioni della spalla in oggetto sono fondazioni profonde poggianti su pali aventi diametro  $\varnothing$  1500 e **lunghezza 30m**, stabilita in accordo con la Relazione Geotecnica. Le caratteristiche dei terreni attraversati sono descritti in precedenza.

Si riportano a seguire le curve capacità portante/lunghezza pali per le diverse combinazioni di carico, per maggior dettaglio si rimanda agli elaborati specifici.

CVFal km 18+914  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

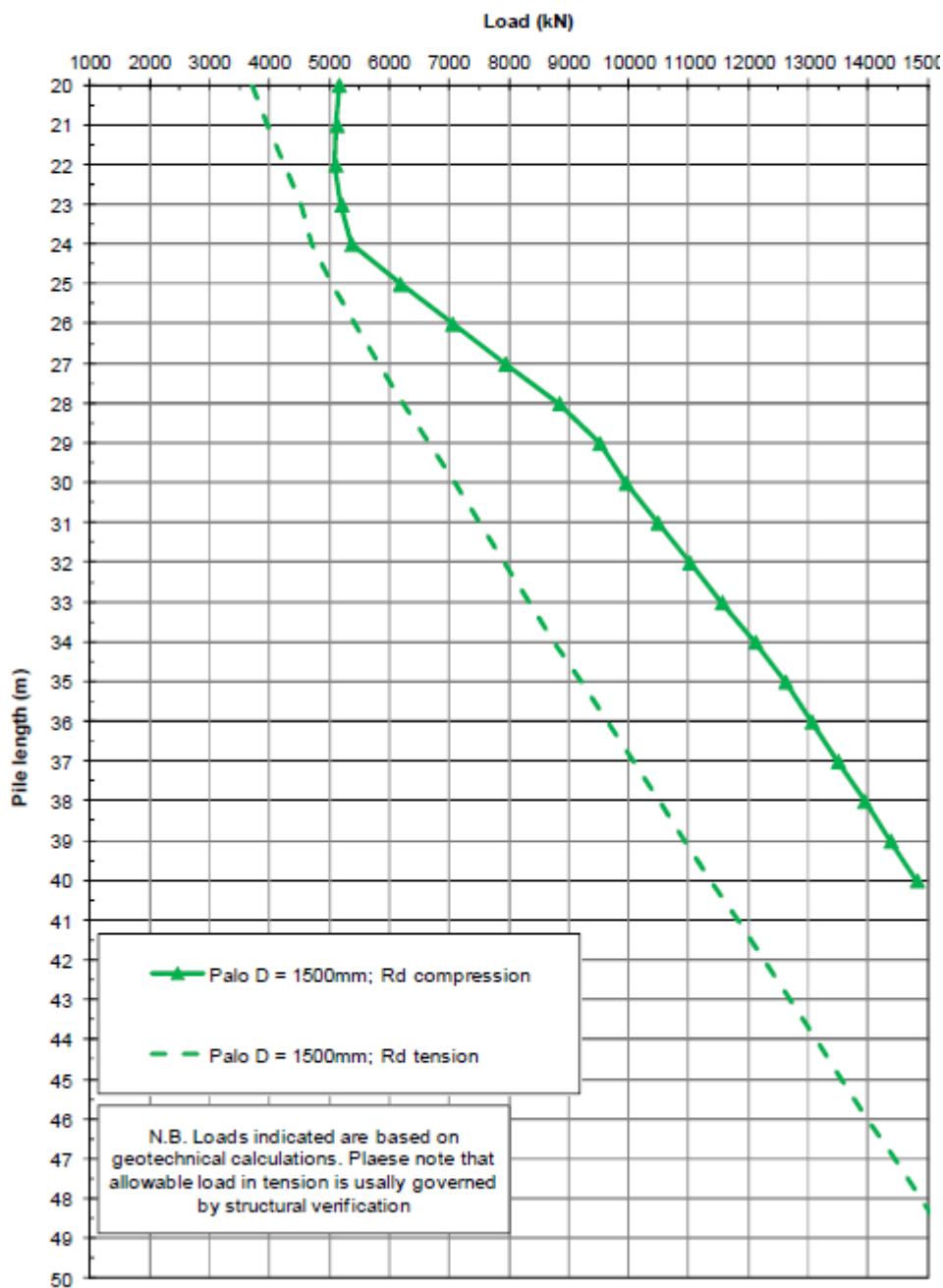


Figura 33: Approccio 1 Combinazione 1 - A1M1R1: Resistenza di progetto

CVFalkm 18+914  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

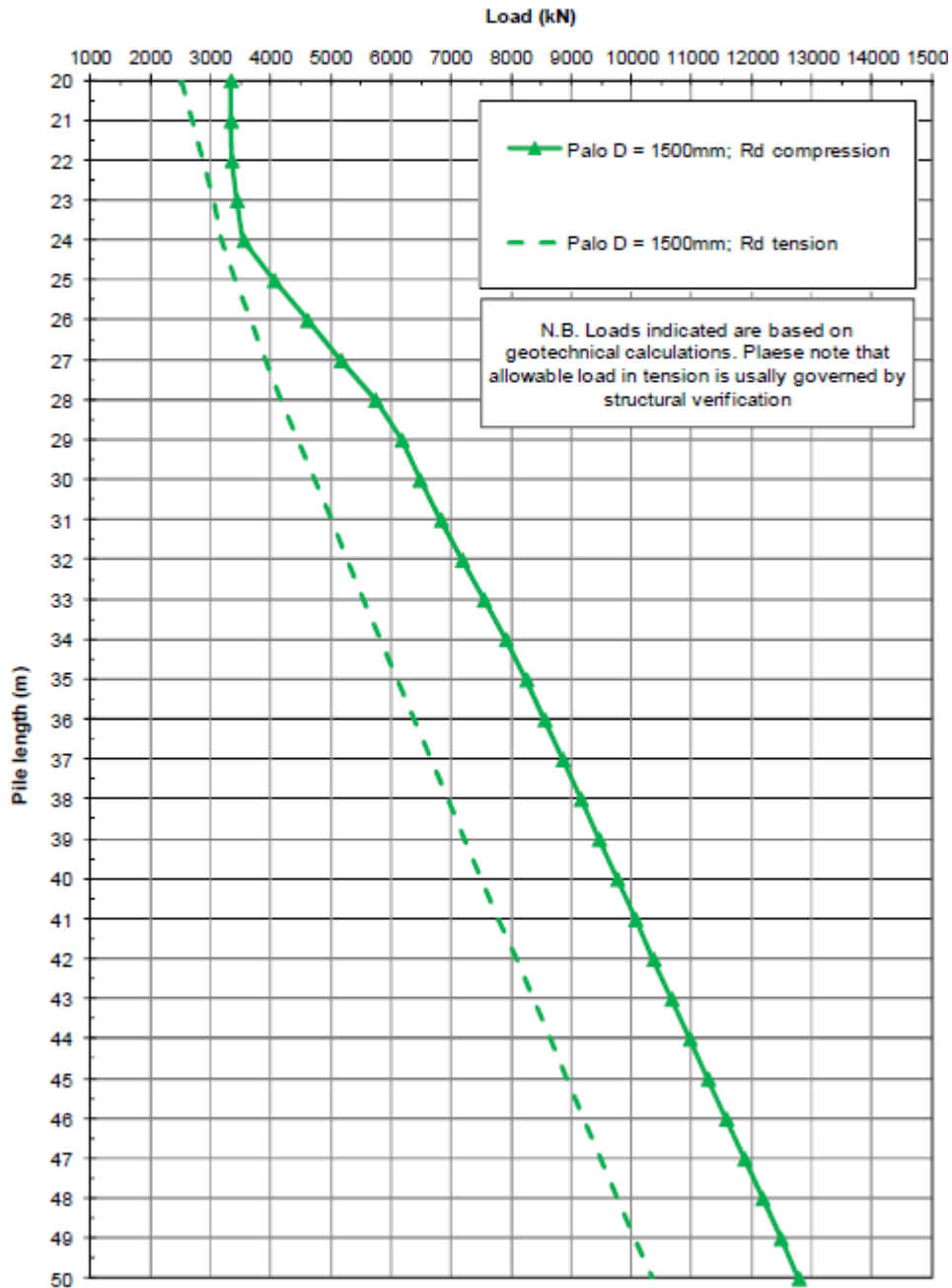


Figura 34: Approccio 1 Combinazione 2 – A2M1R2: Resistenza di progetto

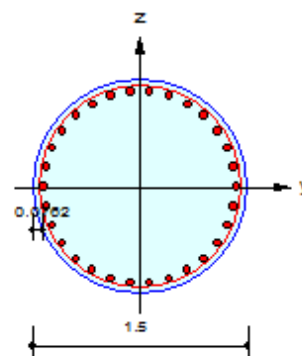
### 11.3 VERIFICHE STRUTTURALI PALI SPALLA A

#### Caratteristiche della sezione

Diametro	D = 1.50 m
Armatura longitudinale	A' <sub>f</sub> = 30 ϕ 26
Spirale	As = 1 ϕ 16/10 cm
Copriferro	c = 6 cm

#### 1. Design Condition

Design Code	: Eurocode2:04
Unit System	: kN, m
Member Number	: 6186 (PM), 3234 (Shear)
Material Data	: f <sub>ck</sub> = 25000, f <sub>yk</sub> = 450000, f <sub>yw</sub> = 450000 KPa
Column Height	: 2.5 m
Section Property	: pali (No : 8)
Rebar Pattern	: 30 - 6 - P26
Total Rebar Area A <sub>st</sub> = 0.01593 m <sup>2</sup> (R <sub>host</sub> = 0.009)	



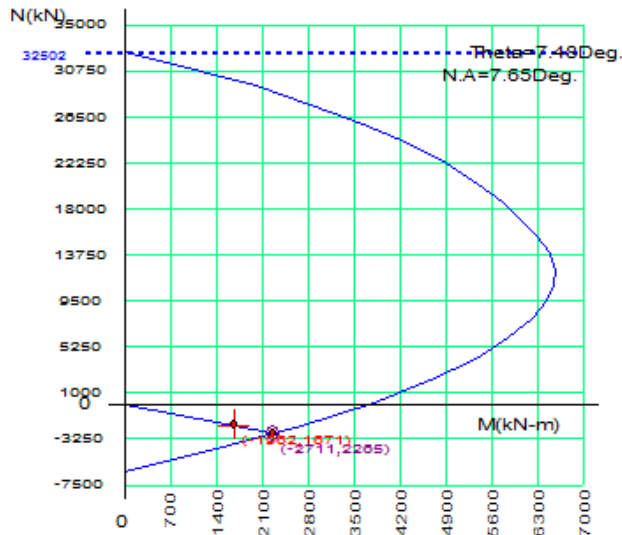
#### 2. Applied Loads

Load Combination	: 1 AT (J) Point
N <sub>Ed</sub>	= -1962.0 kN
M <sub>Edy</sub>	= 1655.99,
M <sub>Edz</sub>	= 222.450 kN-m
M <sub>Ed</sub>	= SQRT(M <sub>Edy</sub> <sup>2</sup> + M <sub>Edz</sub> <sup>2</sup> ) = 1670.87 kN-m

#### 3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N <sub>Rdmax</sub>	= 32501.7 kN	
Axial Load Ratio	N <sub>Ed</sub> /N <sub>Rd</sub>	= -1962.0 / -2710.6	= 0.724 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	= 1670.87 / 2265.24	= 0.738 < 1.000 ..... O.K
	M <sub>Edy</sub> /M <sub>Rdy</sub>	= 1655.99 / 2245.94	= 0.737 < 1.000 ..... O.K
	M <sub>Edz</sub> /M <sub>Rdz</sub>	= 222.450 / 295.013	= 0.754 < 1.000 ..... O.K

**4. M-N Interaction Diagram**



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
32501.72	0.00
29338.67	1997.95
25885.01	3632.07
22193.23	4903.60
18664.79	5749.12
15691.27	6249.32
13954.06	6469.17
12365.25	6551.02
9602.39	6427.97
6150.68	5853.93
2249.54	4656.43
-1958.68	2689.18
-6233.48	0.00

**5. Shear Force Capacity Check**

Applied Shear Strength	$V_{Ed}$	= 1629.41 kN (Load Combination : 46)
Design Shear Strength	$V_{Rdc}+V_{Rds}$	= 1639.13 + 0.00000 = 1639.13 kN (Asw-H_use = 0.00402 m <sup>2</sup> /m, 2-P16 @100)
Shear Ratio	$V_{Ed}/V_{Rd}$	= 0.994 < 1.000 ..... O.K

**11.4 VERIFICHE STRUTTURALI PALI SPALLA B**

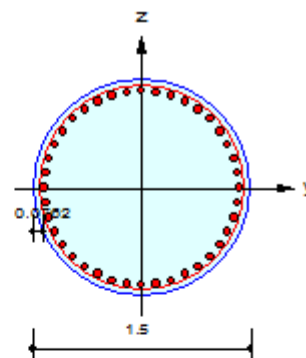
Caratteristiche della sezione

Diametro	D = 1.50 m
Armatura longitudinale	A <sub>f</sub> ' = 40 ϕ 30
Spirale	As = 1 ϕ 16/10 cm
Copriferro	c = 6 cm



## 1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04  
 Unit System : kN, m  
 Member Number : 6367 (PM), 6761 (Shear)  
 Material Data :  $f_{ck} = 25000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Column Height : 2.9 m  
 Section Property : pali (No : 8)  
 Rebar Pattern : 40 - 6 - P30  
 Total Rebar Area  $A_{st} = 0.02828$  m<sup>2</sup> ( $R_{host} = 0.016$ )



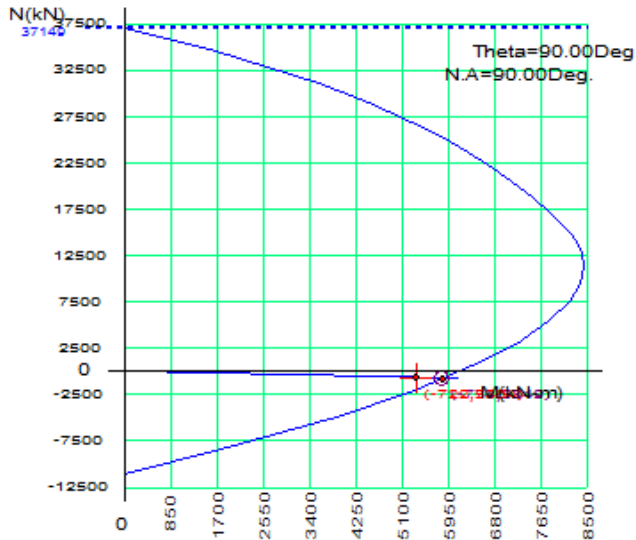
## 2. Applied Loads

Load Combination : 5 AT (I) Point  
 $N_{Ed} = -722.39$  kN  
 $M_{Edy} = 0.00000$ ,  $M_{Edz} = 5364.07$  kN-m  
 $M_{Ed} = \text{SQRT}(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2) = 5364.07$  kN-m

## 3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$N_{Rdmax} = 37149.1$ kN	
Axial Load Ratio	$N_{Ed}/N_{Rd} = -722.39 / -774.19$	$= 0.933 < 1.000$ ..... O.K
Moment Ratio	$M_{Ed}/M_{Rd} = 5364.07 / 5849.13$	$= 0.917 < 1.000$ ..... O.K
	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000 / 0.00000$	$= 0.000 < 1.000$ ..... O.K
	$M_{Edz}/M_{Rdz} = 5364.07 / 5849.13$	$= 0.917 < 1.000$ ..... O.K

**4. M-N Interaction Diagram**



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
37149.07	0.00
32979.94	2621.71
29063.05	4464.30
24805.15	5973.65
20633.65	7078.21
17011.54	7830.91
14834.97	8213.10
12888.65	8401.85
9530.53	8365.72
5389.60	7774.20
586.19	6386.13
-4846.69	3895.93
-11066.09	0.00

**5. Shear Force Capacity Check**

Applied Shear Strength  $V_{Ed} = 862.402$  kN (Load Combination : 5)  
 Design Shear Strength  $V_{Rdc} + V_{Rds} = 1188.79 + 0.00000 = 1188.79$  kN ( $A_{sw-H_{use}} = 0.00402$  m<sup>2</sup>/m, 2-P16 @100)  
 Shear Ratio  $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.725 < 1.000$  ..... O.K

### 11.5 SOLLECITAZIONI AGENTI PILE

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni sui pali di fondazione sulle pile in termini di sforzo normale e di taglio per le condizioni di carico dimensionanti:

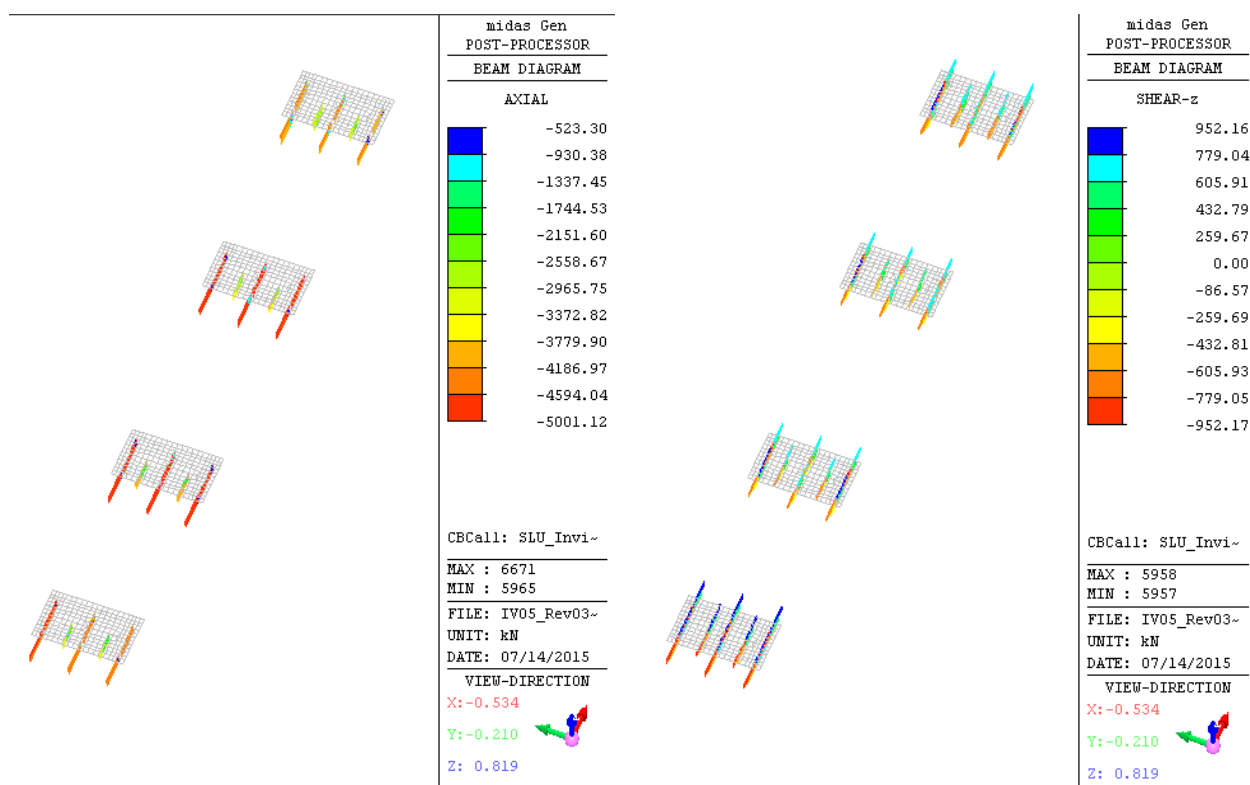


Figura 35: Combinazione SLU SISMA: – Involuppo Sforzo Normale e tagli

### 11.6 VERIFICA PORTANZA PALI PILE

Le fondazioni delle pile in oggetto sono fondazioni profonde poggianti su pali aventi diametro  $\emptyset$  1500.

La lunghezza dei pali delle pile è pari ad **30m**.

Le caratteristiche dei terreni attraversati sono descritti in precedenza.

Si riportano a seguire le curve capacità portante/lunghezza pali per le diverse combinazioni di carico, per maggior dettaglio si rimanda agli elaborati specifici.

CVFal km 18+914  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

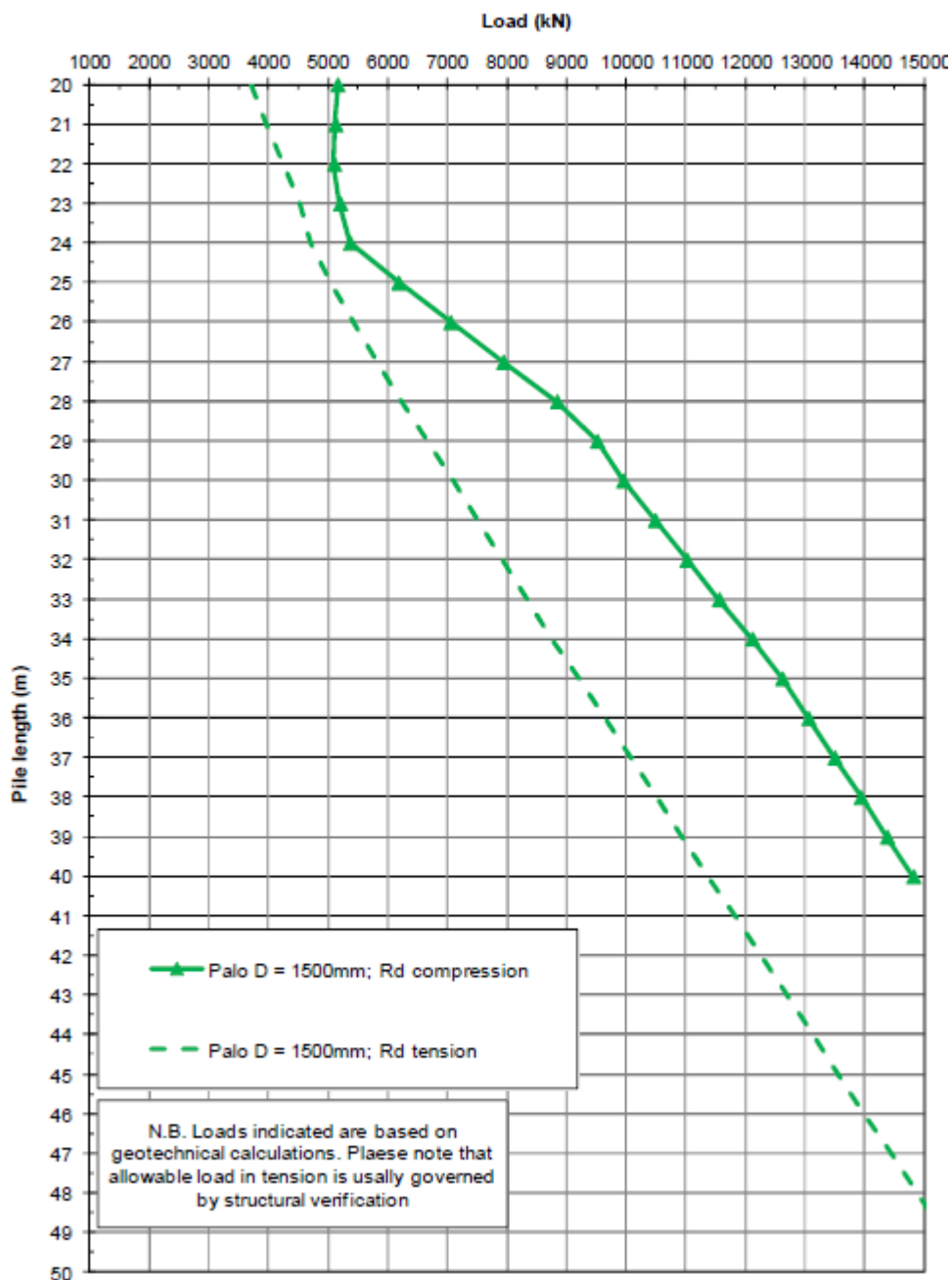


Figura 36: Approccio 1 Combinazione 1 - A1M1R1: Resistenza di progetto

CVFal km 18+914  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

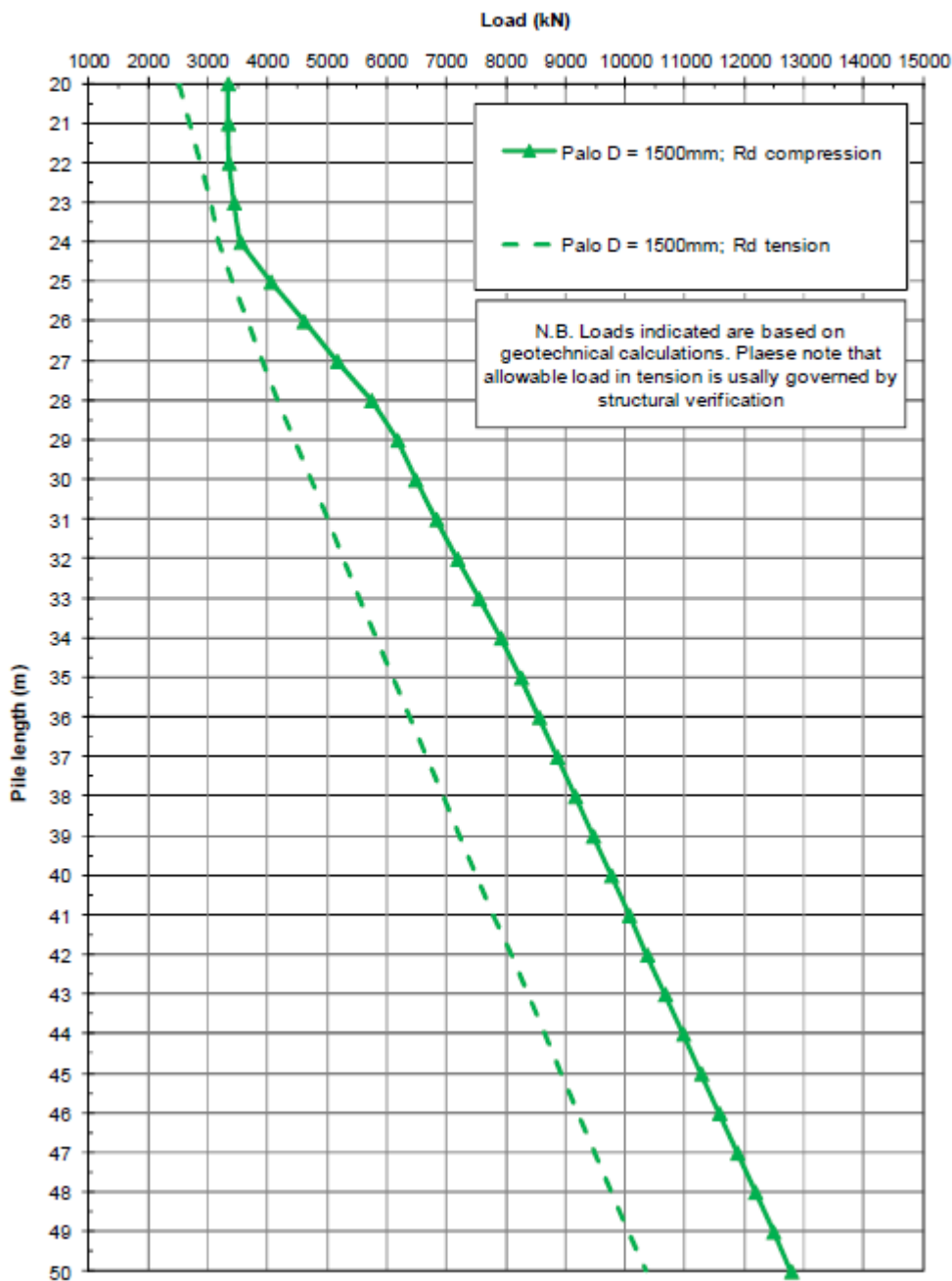


Figura 37: Approccio 1 Combinazione 2 – A2M1R2: Resistenza di progetto

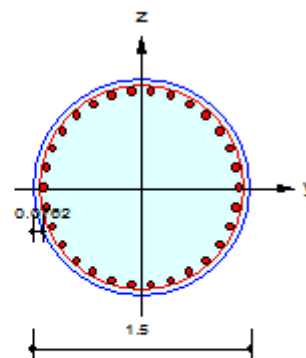
## 11.7 VERIFICHE STRUTTURALI PALI PILA

### Caratteristiche della sezione

Diametro	$D = 1.50 \text{ m}$
Armatura longitudinale	$A'_f = 30 \phi 26$
Spirale	$A_s = 1 \phi 16/10 \text{ cm}$
Copriferro	$c = 6 \text{ cm}$

### 1. Design Condition

Design Code	: Eurocode2:04
Unit System	: kN, m
Member Number	: 3242 (PM), 7492 (Shear)
Material Data	: $f_{ck} = 25000$ , $f_{yk} = 450000$ , $f_{yw} = 450000 \text{ KPa}$
Column Height	: 2.5 m
Section Property	: pali (No : 8)
Rebar Pattern	: 30 - 6 - P26
Total Rebar Area $A_{st} = 0.01593 \text{ m}^2$ ( $R_{host} = 0.009$ )	



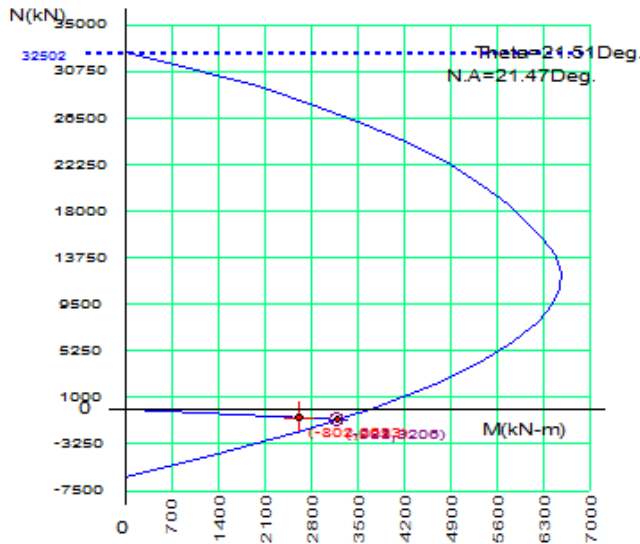
### 2. Applied Loads

Load Combination	: 1 AT (I) Point
$N_{Ed}$	= -801.64 kN
$M_{Edy}$	= 2450.27,
$M_{Edz}$	= 963.940 kN-m
$M_{Ed}$	= $\text{SQRT}(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2) = 2633.06 \text{ kN-m}$

### 3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$N_{Rdmax}$	= 32501.7 kN	
Axial Load Ratio	$N_{Ed}/N_{Rd}$	= -801.64 / -988.27	= 0.811 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	$M_{Ed}/M_{Rd}$	= 2633.06 / 3206.28	= 0.821 < 1.000 ..... O.K
	$M_{Edy}/M_{Rdy}$	= 2450.27 / 2983.03	= 0.821 < 1.000 ..... O.K
	$M_{Edz}/M_{Rdz}$	= 963.940 / 1175.49	= 0.820 < 1.000 ..... O.K


**4. M-N Interaction Diagram**



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
32501.72	0.00
29338.65	1999.05
25882.10	3634.57
22181.17	4905.30
18655.73	5752.28
15672.89	6250.12
13933.01	6469.66
12352.09	6553.79
9587.90	6428.53
6140.30	5854.33
2246.51	4655.28
-1977.05	2680.83
-6233.48	0.00

**5. Shear Force Capacity Check**

Applied Shear Strength  $V_{Ed} = 901.712 \text{ kN}$  (Load Combination : 6)  
 Design Shear Strength  $V_{Rdc}+V_{Rds} = 928.491 + 0.00000 = 928.491 \text{ kN}$  ( $A_{sw}H_{use} = 0.00402 \text{ m}^2/\text{m}$ , 2-P16 @100)  
 Shear Ratio  $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.971 < 1.000$  ..... O.K

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 06A0003B	. Pag 71 di 72

## 12 TABULATI DI CALCOLO

Per i tabulati di input e output del calcolo effettuato si rimanda ad elaborato specifico.