

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI



PROGETTISTA:

Ing. Gaetano Usai

DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE

Ing. Piergiorgio GRASSO

Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche



PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE LINEA

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

APPALTATORE IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A. Dott. Ing. Sabino Del Balzo IL DIRETTORE TECNICO Ing. Sabino DEL BALZO 24/02/2020	SCALA: <div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; text-align: center; margin-top: 10px;">-</div>
--	---

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	F	2	6	1	2	E	Z	Z	C	L	O	C	0	0	0	0	0	0	3	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	L. Gasperoni 	24/02/2020	M. Pietrantonì 	24/02/2020	P. Grasso 	24/02/2020	G. Usai

24/02/2020

File: IF26.1.2.E.ZZ.CL.OC.00.0.0.003.A.doc

n. Elab.:

INDICE

1.	GENERALITA'	4
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
1.2	UNITÀ DI MISURA	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
3.	MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI E FONDAZIONE (C 28/35)	9
3.2	MISCELA CEMENTIZIA PER MICROPALI (C 25/30)	10
3.3	CALCESTRUZZO NON STRUTTURALE (C12/15).....	11
3.4	ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C)	12
3.5	ACCIAIO PER MICROPALI, TRAVI DI RIPARTIZIONE E PIASTRE. (S355 J0).....	13
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	17
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELL'OPERA	18
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	20
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	25
6.	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	27
6.1	VERIFICHE ALLO SLU	27
6.1.1	<i>Pressoflessione</i>	27
6.1.2	<i>Taglio</i>	28
6.2	VERIFICA SLE.....	30
6.2.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	30
6.2.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	31
7.	ANALISI DEI CARICHI	32
7.1	PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	32
7.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	33
7.3	AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI (COND. DI CARICO 3)	35
7.3.1	<i>Azione del vento</i>	35

7.3.2	<i>Effetti aerodinamici associati al passaggio dei treni</i>	38
7.3.3	<i>Azione del vento combinata agli effetti aerodinamici</i>	39
7.4	CARICO VARIABILE DA FOLLA SU MARCIAPIEDI	39
7.5	FORZA DI INERZIA (COND. DI CARICO 5)	40
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	41
8.1	SEZIONE TIPO H1-BARRIERA H6: SCARICHI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE	: AZIONI ELEMENTARI COMBinate E 44
8.2	SEZIONE TIPO L1-BARRIERA H4: SCARICHI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE	: AZIONI ELEMENTARI COMBinate E 47
8.3	SEZIONE TIPO H2: AZIONI ELEMENTARI COMBinate E SCARICHI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE	48
8.4	SEZIONE TIPO L2: AZIONI ELEMENTARI COMBinate E SCARICHI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE	49
9.	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	51
9.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE	51
9.1.1	<i>Capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali</i>	52
10.	VERIFICA STRUTTURALE MICROPALI PER AZIONI ORIZZONTALI	61
11.	VERIFICA STRUTTURALE MARCIAPIEDE SCATOLARE	65

1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto esecutivo del Raddoppio dell'Itinerario Ferroviario Napoli-Bari nella Tratta Canello-Benevento/ 2° Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano.

La presente relazione si riferisce al calcolo delle sottofondazioni dei marciapiedi di stazione previste nell'ambito nel 1° lotto funzionale Frasso-Telese del Raddoppio della Tratta in oggetto suddetto intervento.

La presente relazione conferma le analisi e le verifiche eseguite in fase di Progetto Definitivo per l'opera in oggetto, in quanto nel passaggio da PD a PE non sono intervenute modifiche che possano pregiudicare la validità e correttezza della presente relazione.

1.1 Descrizione delle opere

Di seguito si riportano in tabella le opere oggetto di dimensionamento presenti sulla linea nell'ambito del 1°lotto funzionale:

Lotto	lato	pk	pk fine	Elemento di margine piattaforma	Sezione tipo	B.A.	ΔH
1	dispari	21+795	21+850	Rilevato	H1	H6	8.3
		21+850	21+876	Rilevato	H1	H6	8.1
		22+171	22+228	Rilevato	L1	H4	6.2
		22+228	22+250	Rilevato	L2	-	6.2
	pari	21+795	21+850	Rilevato	H2	-	8.3
		21+850	21+876	Rilevato	H2	-	8.1
		22+015	22+095	Rilevato	H2	-	6.5
		22+095	22+136	Rilevato	L1	H3	6.5
		22+171	22+200	Rilevato	L1	H4	6.2
		22+200	22+290	Rilevato	L1	H0	3.6
	pari	25+155	25+583	Rilevato	L2	-	8.89

Tabella 1 – Elenco opere di linea

ΔH è valutata da quota piano ferro.

In funzione della tipologia di piattaforma, della tipologia di barriera da porre in opera, delle caratteristiche del sottosuolo e dal livello di falda nonché dell'altezza del rilevato, sono stati identificati i seguenti tipologici di progetto, come riepilogato nella tabella seguente:

Sezione tipo	B.A.	$\Delta H_{RILEVATO}$ [m]	Zona sismica
H1	H6	8.0	S1
H2	-	7.0	
L1	H4	4.0	
L2	-	7.0	

Tabella 2 – Tipologici di progetto

Per quanto riguarda il modello geotecnico considerato si rimanda al paragrafo 4.

Di seguitosi riportano alcune immagini rappresentative delle opere. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento:

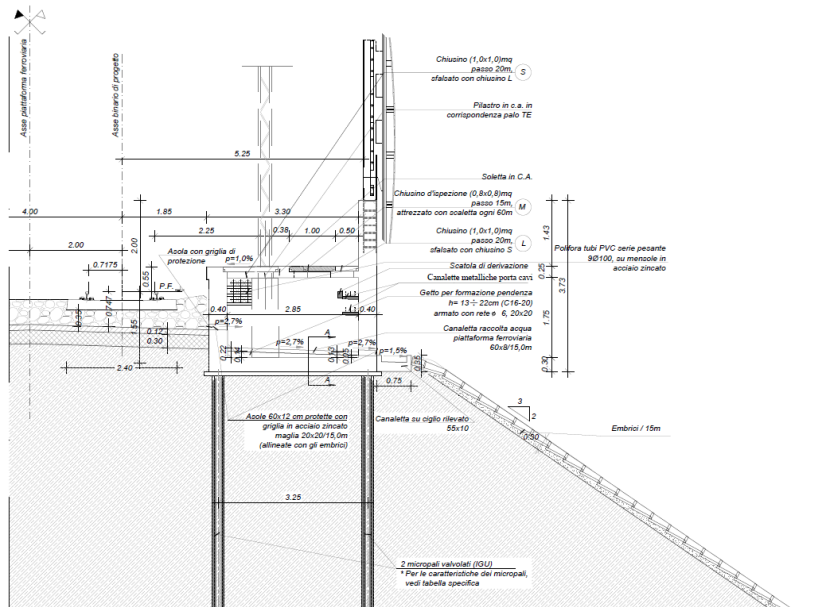


Figura 1 – Sezione tipo L1

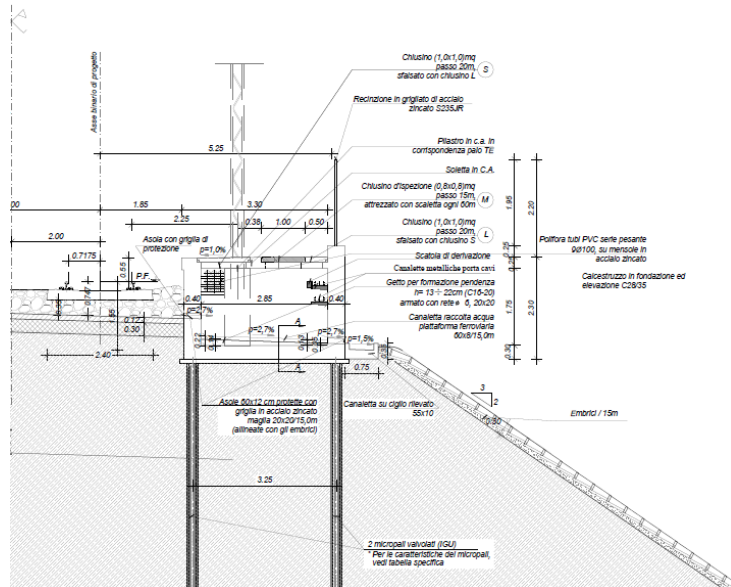


Figura 2 – Sezione tipo L2

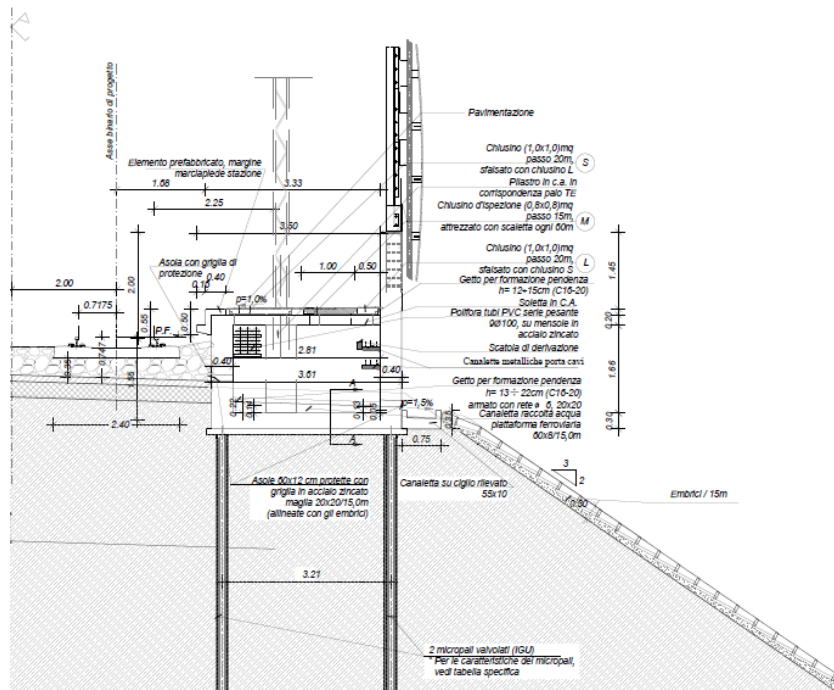


Figura 3 – Sezione tipo H1

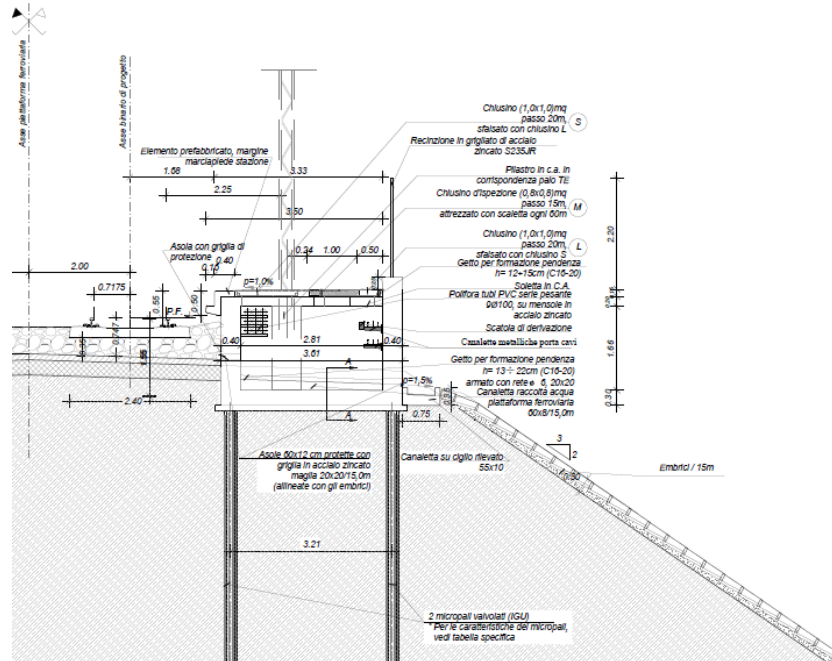


Figura 4 – Sezione tipo H2

Nel seguito della presente relazione è affrontato il dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere definite in precedenza.

1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	8 di 67

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [10] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.1 **Elaborati di riferimento**

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

3. MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

3.1 Calcestruzzo per Elevazioni e Fondazione (C 28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 29.1 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 37.1 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1.98 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.4 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.4 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 16.5 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd f} = 1.59 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 32588 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13578 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = \boxed{2.98} \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{cmax \text{ QP}} = (0,40 f_{ck}) = \boxed{11.62} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax \text{ R}} = (0,55 f_{ck}) = \boxed{15.98} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

3.2 Miscela cementizia per micropali (C 25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = \boxed{30} \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = \boxed{24.9} \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 32.9 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = \boxed{2.56} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = \boxed{1.79} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctf} = \boxed{3.1} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = \boxed{2.1} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \mathbf{1.5}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = \boxed{14.1} \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = \boxed{1.19} \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd} = 1.43 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13103 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.69 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{cmax \text{ QP}} = (0,40 f_{ck}) = 9.96 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax \text{ R}} = (0,55 f_{ck}) = 13.70 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.3 Calcestruzzo Non strutturale (C12/15)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 12.5 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 20.5 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Si omettono resistenze e/o tensioni di calcolo, essendo tale conglomerato previsto per parti d'opera senza funzioni strutturali.

3.4 Acciaio in barre d'armatura per c.a. (B450C)

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = \boxed{540} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Tensione caratteristica allo snervamento:

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Fattore di sovraresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$k = f_{tk}/f_{yk} = \boxed{1.20} \text{ MPa}$$

Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$(A_{gt})_k = \quad \varepsilon_{uk} = \boxed{7.5} \%$$

$$\varepsilon_{ud} = \quad 0,9 \varepsilon_{uk} = \boxed{6.75} \%$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \quad \mathbf{1.15}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo allo SLU:

$$f_{yd} = \boxed{391.3} \text{ MPa } (f_{yk}/\gamma_s)$$

Modulo di elasticità :

$$E_f = \boxed{210000} \text{ MPa}$$

Tensione massima per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{s \max} = (0,75 f_{yk}) = \boxed{360} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

3.5 Acciaio per micropali, travi di ripartizione e piastre. (S355 J0)

Rif. 4.1.4.1 e 11.3.4 NTC

Classe Acciaio	S	<input type="text" value="355"/>	
Modulo di elasticità	$E_f =$	<input type="text" value="210000"/>	N/mm ²
Modulo di Poisson:	$\nu =$	<input type="text" value="0.3"/>	
Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha =$	<input type="text" value="0.00001"/>	°C ⁻¹
Modulo di elasticità trasversale	$G =$	<input type="text" value="80769"/>	N/mm ²
Densità	$\gamma =$	<input type="text" value="7850"/>	Kg/m ³ = <input type="text" value="76.98"/> KN/m ³
Spessore massimo elementi		<input type="text" value="<40"/>	mm
Tensione caratteristica allo snervamento:	$f_{yk} =$	<input type="text" value="355"/>	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	<input type="text" value="430"/>	N/mm ²

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le opere in esame ricade nell'ambito del 1° Lotto Funzionale Frasso-Telese, individuato dalle pk 16+500 – 27+700.

La definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'opera, è trattata diffusamente nella specifica sezione dedicata all'opera in esame nell'ambito del seguente documento di progetto:

Relazione generale di linea delle opere all'aperto - Sub lotto 1	I	F	O	H	0	2	D	1	1	R	B	G	E	0	0	0	1	0	0	1	A
--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

In particolare i litotipi dei terreni presenti nei primi 5÷10m di profondità nelle aree di ubicazione delle fondazioni sono costituiti essenzialmente da:

Unità bc2 – Sabbia, sabbia limosa (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 30\div 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 5\div 30$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 20\div 70\%$	densità relativa
$V_s = 150\div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 45\div 180 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 120\div 450 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità bc3 – Argille limose (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 50\div 160 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 10\div 20$	numero di colpi da prova SPT

$V_s = 130\div 180$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 35\div 60$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 90\div 150$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità MDL1 – Ghiaia sabbiosa (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0$ kN/m³ peso di volume naturale

$\varphi' = 38\div 41^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$N_{spt} = 60\div R$ numero di colpi da prova SPT

$D_r = 70\div 90\%$ densità relativa

$V_s = 240\div 600$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 110\div 720$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 290\div 1800$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità MDL2 – Sabbia, sabbia limosa (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0$ kN/m³ peso di volume naturale

$\varphi' = 30\div 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$N_{spt} = 10\div 60$ numero di colpi da prova SPT

$D_r = 30\div 70\%$ densità relativa

$V_s = 200\div 600$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 80\div 720$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 1800$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Cautelativamente si andrà a considerare il seguente modello geotecnico:

Stratigrafia		
Unità geotecnica	Profondità [m da p.c.]	Descrizione
bc3	0.0 ÷ - 5.0	Argille limose (Alluvioni antiche)
MDL2	> 5.0	Sabbia, sabbia limosa (Unità di Maddaloni)
<p>Falda: La quota di falda è situata a circa 3m dal p.c. locale</p>		

Il terreno da rilevato è invece costituito dal riporto ferroviario avente le seguenti proprietà:

Terreno di Rinfiaccio: Terreno da rilevato Ferroviario

$\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$\nu = 0.20$	coefficiente di Poisson
$E_0 = 300\div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Gli spessori di rilevato ferroviario considerati per le diverse sezioni di calcolo sono riportati nella tabella 2 al paragrafo 1.1.

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria Frasso Telesino – Vitulano, che si sviluppa per circa 30Km, da ovest verso est, attraversando il territorio di diverse località tra cui Dugenta/Frasso (BN), Amorosi (BN), Telese(BN), Solopaca(BN), San Lorenzo Maggiore(BN), Ponte(BN), Torrecuso(BN), Vitulano (BN) , Benevento – Località Roseto (BN).

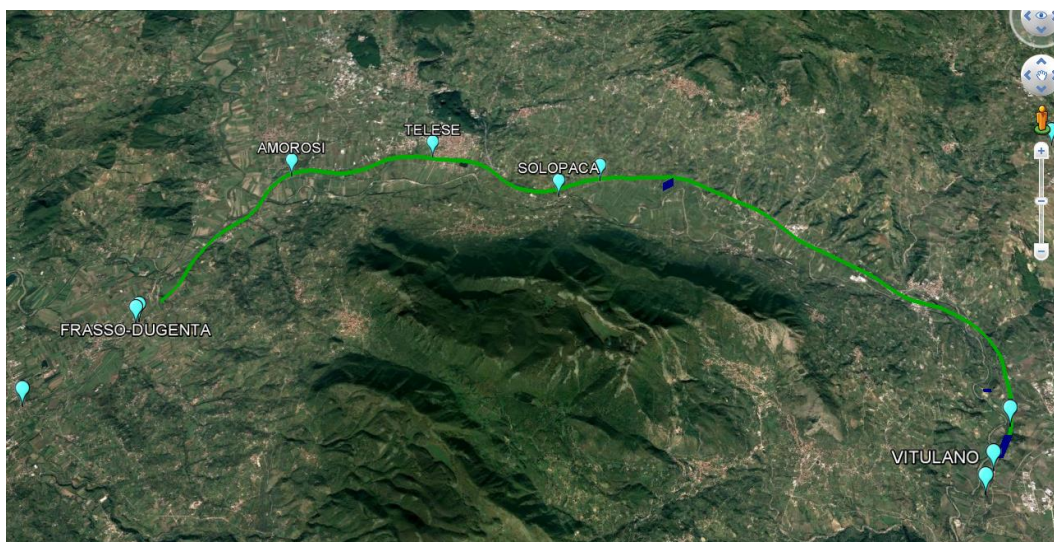


Figura 5 – Configurazione planimetrica tracciato

In considerazione della variabilità dei parametri di pericolosità sismica con la localizzazione geografica del sito, ed allo scopo di individuare dei tratti omogenei nell'ambito dei quali assumere costanti detti parametri, si è provveduto a suddividere il tracciato in tre sottozone sismiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da ovest verso est; nella fattispecie le zone sismiche "omogenee" individuate, sono quelle di seguito elencate:

Zona S1 : da pk 16+500 a pk 22+500 (Dugenta/Frasso – Amorosi)

Zona S2 : da pk 22+500 a pk 30+000 (Amorosi – Solopaca)

Zona S3 : da pk 30+000 a pk 46+577 (Solopaca-Ponte-Vitulano)

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	18 di 67

Per ciascuna zona, sono stati dunque individuati, in funzione del periodo di riferimento dell'azione sismica (VR), i parametri di pericolosità sismica (ag/g , $F0$ e Tc^*) rappresentativi delle più severe condizioni di pericolosità riscontrabili lungo il tratto di riferimento, assumendo in particolare come riferimento le seguenti Località

Zona S1 : Amorosi (BN)

Zona S2 : Solopaca (BN)

Zona S3 : Ponte (BN)

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per ciascuna delle località di riferimento.

5.1 Vita Nominale e Classe d'uso dell'Opera

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), 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, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N [anni]
1	Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM14/1/2008 a velocità convenzionale $V < 250$ Km/h	50
2	Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h	75
3	Altre opere nuove a velocità $V > 250$ Km/h	100
4	Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m	≥ 100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 75$ anni (categoria 2)

Riguardo invece la Classe d'Uso, il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, individua le seguenti quattro categorie

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	19 di 67

- 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.

All' opera in oggetto corrisponde pertanto una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):

$$C_u = 1.5$$

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi 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 , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	20 di 67

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

Il DM 14.01.08 definisce in particolare la pericolosità sismica di un sito attraverso i seguenti parametri::

- **ag/g**: accelerazione orizzontale relativa massima al suolo, su sito di riferimento rigido;
- **Fo**: 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.

Per quanto detto al precedente paragrafo, risulta:

Localizzazione Geografica : Amorosi (BN), Solopaca (BN), Ponte (BN)

Periodo di riferimento Azione sismica $V_R = 112.5$ anni,

Riguardo, infine gli stati limite di verifica/periodo di ritorno dell'azione sismica, la normativa individua in particolare 4 situazioni tipiche riferendosi alle prestazioni che la costruzione nel suo complesso deve poter espletare, riferendosi sia agli elementi strutturali, che a quelli non strutturali / impianti, come di seguito descritto:

- **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.
- **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

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

A ciascuno stato limite di verifica è quindi associata una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , secondo quanto indicato nel seguito:

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%

Tab. 3.2.1 DM 14.01.08

A ciascuna probabilità di superamento P_{VR} è quindi associato un Periodo di Ritorno dell'azione sismica T_R , valutabile attraverso la seguente relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-P_{VR}) \quad (\text{periodo di ritorno dell'azione sismica})$$

Nel caso in esame risulta dunque, con riferimento ai diversi stati limite :

SLATO LIMITE	T_R [anni]
SLO	68
SLD	113
SLV	1068
SLC	2193

Zona S1 da pk 16+500 a pk 22+500 (Dugenta/Frasso – Amorosi)

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona S1:

Località : Amorosi (BN)

Località	
Comune	Amorosi
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41,2042407
Longitudine	14,4648703

VR = 112.5 anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.078	2.428	0.324
SLD	113	0.099	2.440	0.340
SLV	1068	0.273	2.352	0.419
SLC	2193	0.357	2.394	0.433

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S1

Zona S2 da pk 22+500 a pk 30+000 (Amorosi – Solopaca)

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona S2:

Località : Solopaca (BN)

Località	
Comune	Solopaca
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41,1937370
Longitudine	14,5550380

$V_R = 112.5$ anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.088	2.368	0.316
SLD	113	0.113	2.377	0.331
SLV	1068	0.322	2.346	0.401
SLC	2193	0.419	2.430	0.425

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S2

Zona S3 da pk 30+000 a pk 46+577 (Solopaca-Ponte-Vitulano)

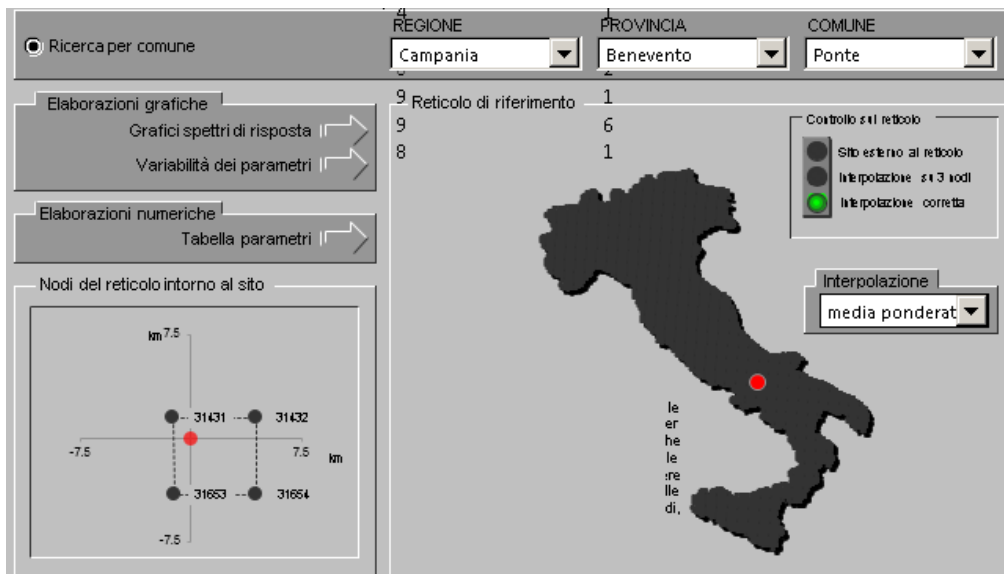
Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona **S2**:

Località : Ponte (BN)

Località	
Comune	Ponte
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41,2139730
Longitudine	14,6935400

$V_R = 112.5$ anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.097	2.343	0.310
SLD	113	0.127	2.332	0.326
SLV	1068	0.367	2.346	0.395
SLC	2193	0.473	2.445	0.427

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S3

5.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 14.01.08, ovvero:

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati 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).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/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.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella di riepilogo Categoria di Sottosuolo e Topografiche DM 14.01.08

Note la Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche, la costruzione degli spettri passa infine attraverso la definizione dei coefficienti di Amplificazione Stratigrafica (S_s e C_c) e Topografica (S_T),

mediante le indicazioni di cui alle tab 3.2.V e 3.2.VI del DM 14.01.08, che si ripropongono nel seguito per chiarezza espositiva:

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per le opere di linea si assume una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

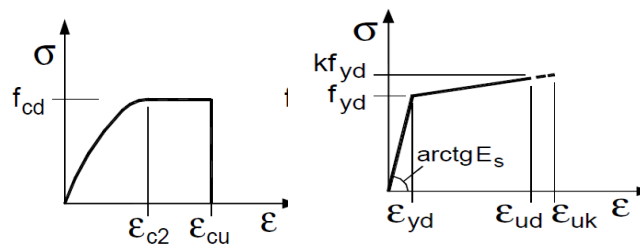
6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

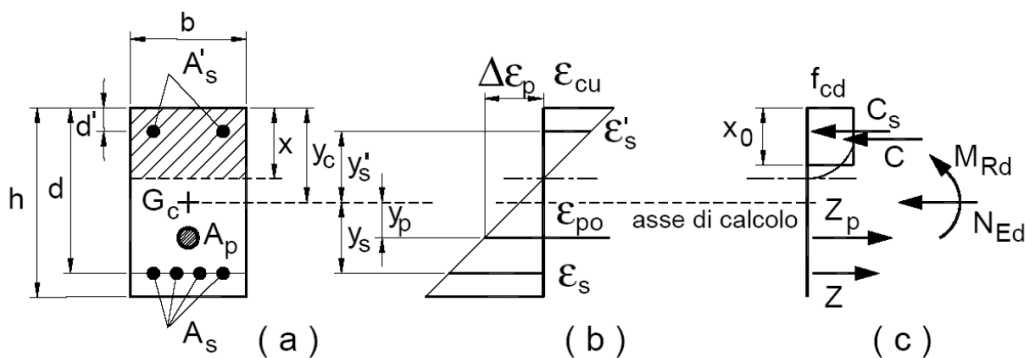
6.1 VERIFICHE ALLO SLU

6.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	28 di 67

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.1.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

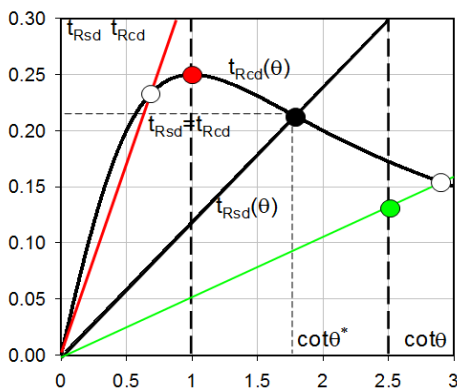
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{SW} = \frac{A_{SW} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

6.2 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

6.2.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 30-12-16 ", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$

6.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 30/12/2016*).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite **w1=0,20 mm** sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

7. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito si riporta la valutazione dei carichi elementari considerati nel dimensionamento della struttura in esame, riferiti generalmente ad una fascia di struttura di dimensione unitaria.

Le condizioni di carico considerate complessivamente, sono quelle riportate nell'elenco seguente:

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	
1	Permanenti Strutturali (G1)
2	Permanenti non strutturali (G2)
3	Vento+Effetti aerodinamici (Q1)
4	Carico da folla marciapiede (Q2)
4	Azione sismica (E)

Nel seguito si andranno ad esporre in dettaglio, le valutazioni di calcolo effettuare per ciascuna delle condizioni citate.

7.1 Permanenti strutturali (G1)

Marciapiede sezione tipo H1/H2

Marciapiede in c.a. e muretto laterale in c.a

$\gamma =$	25	kN/m^3	Peso specifico c.a
$A =$	4.3	m^2	Area struttura scatolare e marciapiede
$G1 =$	107.5	kN/m	Peso struttura

Marciapiede sezione tipo L1/L2

Marciapiede in c.a. e muretto laterale in c.a

$\gamma =$	25	kN/m ³	Peso specifico c.a
$A =$	4	m ²	Area struttura scatolare e marciapiede
$G1 =$	100	kN/m	Peso struttura

7.2 Permanenti Non strutturali (G2)

BARRIERA ANTIRUMORE

TIPOLOGIA H4

$h_b =$	4.44	m	Altezza acustica da P.F.
$d =$	2.00	m	Distanza testa muro(fond.barriera) da P.F.
$h_{eff,b} =$	2.4	m	Altezza effettiva Elemento barriera
$W_b =$	4.0	kN/m ²	(peso barriera a metro quadro)
$G_{2,b} =$	9.76	kN/m	≈ 10.0 kN/m (peso barriera)

BARRIERA ANTIRUMORE

TIPOLOGIA H6

$h_b =$	5.42	m	Altezza acustica da P.F.
$d =$	2.00	m	Distanza testa muro(fond.barriera) da P.F.
$h_{eff,b} =$	3.42	m	Altezza effettiva Elemento barriera
$W_b =$	4.0	kN/m ²	(peso barriera a metro quadro)
$G_{2,b} =$	13.68	kN/m	≈ 14.0 kN/m (peso barriera)

MASSETTO PENDENZE

$\gamma =$	18	kN/m ³	Peso specifico
$A =$	0.5	m ²	Area struttura scatolare e marciapiede
$G_{2,m} =$	9.0	kN/m	

PAVIMENTAZIONE (NON E' PRESENTE NELLA SEZIONE TIPO L1)

$\gamma =$	20	kN/m ³	Peso specifico
$h =$	0.03	m	Spessore pavimentazione
$L =$	3.0	m	Lunghezza pavimentazione

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	34 di 67

$G_{2,p} =$ **1.8** kN/m

POLIFORE

Si assume una incidenza del 1.5% del peso strutturale G1

$G_{2,pf} =$ **1.61** kN/m

In definitiva si ha per le 4 sezioni di calcolo considerate in tabella 2 si ha:

Marciapiede sezione tipo H1-Barriera H6

G2 tot 26.41

Si incrementa del 5% per tener conto della presenza di chiusini, canalette, griglie ecc..

G2 tot **28.00** kN/m Peso non strutturale

Marciapiede sezione tipo L1-Barriera H4

G2 tot 20.50

Si incrementa del 5% per tener conto della presenza di chiusini, canalette, griglie ecc..

G2 tot **22.00** kN/m Peso non strutturale

Marciapiede sezione tipo H2

G2 tot 12.41

Si incrementa del 5% per tener conto della presenza di chiusini, canalette, griglie ecc..

G2 tot **13.50** kN/m Peso non strutturale

Marciapiede sezione tipo L2

G2 tot 10.50

Si incrementa del 5% per tener conto della presenza di chiusini, canalette, griglie ecc..

G2 tot **11.50** kN/m Peso non strutturale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	35 di 67

7.3 Azione da vento ed Effetti aerodinamici associati al transito dei convogli (cond. Di carico 3)

7.3.1 Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b - Pressione cinetica di riferimento
- c_e - Coefficiente di esposizione
- c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d - Coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento q_b in (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r, z_0, z_{\min}).

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

- $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$ per $z > z_{\min}$
- $c_e(z) = c_e(z_{\min})$ per $z < z_{\min}$

Nel caso in esame abbiamo con riferimento ad una altezza z dal suolo valutata cautelativamente pari a 20m si ha:

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	36 di 67

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			70
T_R (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.02346
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27.633



$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	477.25
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

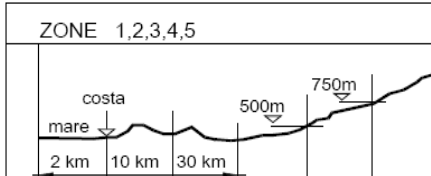
Classe di rugosità del terreno

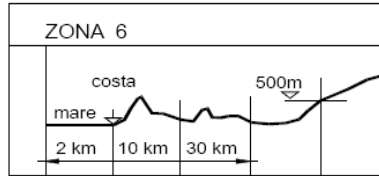
D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

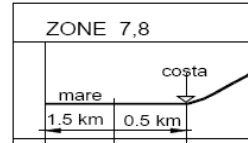
Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

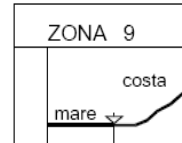
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	37 di 67

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	D	70

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

z [m]	C _e
z ≤ 5	1.708
z = 20	2.606
z = 20	2.606

c _p	p [kN/mq]
0.80	0.995

Nel caso in esame si ha quindi:

3.1 AZIONI DA VENTO Q_w

q _b =	0.477	kN/m ²
C _e =	2.606	
C _p =	0.80	
C _t =	1.00	
p = C _e · C _p · C _t · q _b =	1.00	kN/m ²

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

C_e (coefficiente di esposizione)
C_p (coefficiente di forma)
C_d (coefficiente dinamico)

7.3.2 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei treni

Gli effetti delle azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario sono state valutate in accordo a quanto riportato al punto 2.5.1.4.6. delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.2.7 delle NTC 2008. Queste ultime prevedono che il passaggio dei convogli ferroviari induca sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio, barriere antirumore) onde di pressione e depressione. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi statici equivalenti agente nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

Per la linea in esame è possibile considerare, cautelativamente, convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli e aventi velocità di linea pari a 160 km/h.

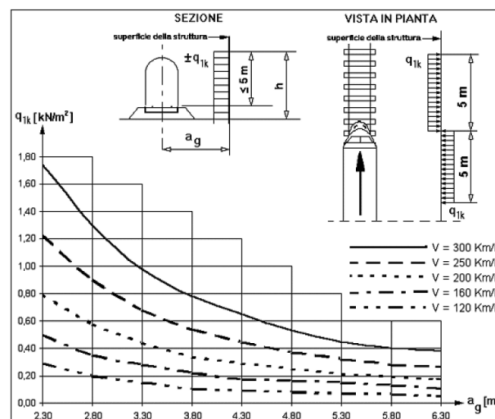


Figura 7-1 – Valori caratteristici delle azioni e defizioni della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Figg. 5.2.8 e 5.2.11]

Nel caso in esame si ha quindi:

3.2 EFFETTI AERODINAMICI (Qe.a.)

(5.2.2.7.1-Superfici parallele al binario)

* q_{1k} = 0.20 kN/m² (sovrappressione aerodinamica)
 * k_1 = 1.00 (coeff. Di forma dei convogli)
 a_g = 4.85 (distanza barriera da asse binario più vicino)

$q_{1k} = k_1 \cdot q_{1k} = 0.20$ kN/m² *hp: v=160 km/h
 *hp: convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	39 di 67

7.3.3 Azione del vento combinata agli effetti aerodinamici

Come riportato al punto 2.5.1.8.3.2 delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.3.3.2 delle NTC 2008 bisogna verificare che l'azione risultante (vento+azioni aerodinamiche) debba essere maggiore ad un valore minimo pari a 1,50 kN/m².

Nel caso in esame si ha:

$$q_{w,tot} = 1.20 < \mathbf{1.50} \quad (\text{pressione normale vento+eff.aerod.})$$

$$q_w = \mathbf{1.50} \text{ kN/m}^2 \quad (\text{prescrizione par. 2.5.1.8.3.2 RFI DTC SI PS MA IFS 001 A})$$

Pertanto le azioni risultanti considerate nelle analisi sono pari a:

BARRIERA TIPO	TIPOLOGIA	H6
$h_b = 5.42 \text{ m}$		(altezza barriera da P.F.)
$F_{w,h} = 8.1 \text{ kN/m}$	$\approx 8.5 \text{ kN/m}$	(azione tagliante)
$M_w = 22.0 \text{ kNm/m}$	$\approx 22.0 \text{ kNm/m}$	(Momento flettente a quota P.F.)

BARRIERA TIPO	TIPOLOGIA	H4
$h_b = 4.44 \text{ m}$		(altezza barriera da P.F.)
$F_{w,h} = 6.7 \text{ kN/m}$	$\approx 7.0 \text{ kN/m}$	(azione tagliante)
$M_w = 14.8 \text{ kNm/m}$	$\approx 22.0 \text{ kNm/m}$	(Momento flettente a quota P.F.)

7.4 Carico variabile da folla su marciapiedi

Con riferimento alla tabella 3.1.II delle NTC2008 è stato considerato un carico accidentale da folla di 5 kN/m² (Cat.C3 "ambienti suscettibili ad affollamento").

4. CARICO DA FOLLA SU MARCIAPIEDE (Q2)

$$q = 5.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Hp: Cat C3 (ambienti suscettibili ad affollamento)-Tab 3.1.II NTC2008}$$

$$L = 3.0 \text{ m} \quad \text{Lunghezza marciapiede}$$

$$Q2 = \mathbf{15.0} \text{ kN/m} \quad \text{Carico da folla a metro lineare}$$

7.5 Forza di inerzia (cond. di carico 5)

Le forze di inerzia agenti sulla struttura, date dal prodotto della massa per l'accelerazione sismica attesa al suolo, sono pari a:

COMUNE DI AMOROSI (ZONA SISMICA S1)

ag/g =	0.273
Ss =	1.315
ST =	1.00

FORZA D'INERZIA BARRIERA ANTIRUMORE

TIPOLOGIA B.A.

H4

G _b =	4.0	kN/m ²		(peso barriera a metro quadro)
h _b =	4.4	m		(altezza barriera da P.F.)
h _{eff,elemento} =	2.4	m		(altezza effettiva barriera per valutazione peso)
F _h =	3.50	kN/m	≈	4.0 kN/m azione tagliante
M =	7.78	kNm/m	≈	8.0 kN/m Momento flettente a quota P.F.

FORZA D'INERZIA BARRIERA ANTIRUMORE

TIPOLOGIA B.A.

H6

G _b =	4.0	kN/m ²		(peso barriera a metro quadro)
h _b =	5.4	m		(altezza barriera da P.F.)
h _{eff,elemento} =	3.4	m		(altezza effettiva barriera per valutazione peso)
F _h =	4.91	kN/m	≈	5.0 kN/m azione tagliante
M =	13.31	kNm/m	≈	13.5 kN/m Momento flettente a quota P.F.

FORZA D'INERZIA STRUTTURA SEZIONE TIPO H1/H2

W =	135.50	kN/m		Peso struttura
F _h =	48.6	kN/m		azione tagliante
d =	1.5	m		dist. Punto di applicaz. F _h da intrad. Fondaz.
M =	73.0	kNm/m		Momento flettente a quota intradosso fondazione

FORZA D'INERZIA STRUTTURA SEZIONE TIPO L1/L2

W =	122.00	kN/m		Peso struttura
F _h =	43.8	kN/m		azione tagliante
d =	1.5	m		dist. Punto di applicaz. F _h da intrad. Fondaz.
M =	65.7	kNm/m		Momento flettente a quota intradosso fondazione

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Per la combinazione dei diversi carichi previsti sulla struttura di cui al precedente paragrafo 7, si è fatto riferimento a quanto specificato in merito al prg 2.5.3 del DM 14.01.08, secondo cui le combinazioni di carico da considerare nei riguardi dei diversi stati limite di verifica SLU, SLE e sisma sono le seguenti:

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

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

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

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

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

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Nel caso in esame si opererà utilizzando l'APPROCCIO 1.

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione delle azioni accidentali è stato posto:

Gruppo	Tipo	γ STR	γ GEO	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Perm-Strutt	Permanente	1.35	1			
Perm-NON-Strutt	Permanente	1.5	1.3			
Vento+eff.Aerod*	Accidentale/mobile	1.5	1.3	0.7	0.5	0
Carico da folla	Accidentale	1.5	1.3	0.7	0.7	0.6
Sisma	Sismico	1	1			

*Tale condizione di carico è considerata solo in presenza di barriera antirumore sul marciapiede.

Si può notare che le azioni da vento sono inserite nella stessa condizione di carico degli effetti aerodinamici e pertanto come coefficiente di combinazione Ψ_0 è stato considerato il valore medio di 0.70 tra i due coefficienti previsti per le due azioni prese singolarmente (0.8 per gli effetti aerodinamici e 0.6

per il vento). Inoltre si è assunto cautelativamente γ_Q pari a 1,5 (STR) ed 1,3 (GEO) per entrambe le azioni.

In definitiva, le combinazioni di carico considerate ed i relativi coefficienti sono pari a:

	COMBINAZIONI		G1	G2	Q1	Q2	Sisma x	Sisma y
1	1_SLU	STR	1.35	1.5	1.5	1.05	0	0
2	2_SLU	GEO	1	1.3	1.3	0.91	0	0
3	3_SLU	STR	1.35	1.5	1.05	1.5	0	0
4	4_SLU	GEO	1	1.3	0.91	1.3	0	0
5	5_SLE	RARA	1	1	1	0.7	0	0
6	6_SLE	RARA	1	1	0.7	1	0	0
7	7_SLE	FREQ	1	1	0.5	0.6	0	0
8	8_SLE	FREQ	1	1	0.7	0	0	0
9	1_SLE	Q.P.	1	1	0	0.6	0	0
10	SISMA X	SLV	1	1	0	0.6	1	0.3
11	SISMA Y	SLV	1	1	0	0.6	0.3	1

Che diventano in assenza di barriere antirumore (condizione di carico Q1):

	COMBINAZIONI		G1	G2	Q2	Sisma x	Sisma y
1	1_SLU	STR	1.35	1.5	1.5	0	0
2	2_SLU	GEO	1	1.3	1.3	0	0
3	6_SLE	RARA	1	1	1	0	0
4	7_SLE	FREQ	1	1	0.6	0	0
5	1_SLE	Q.P.	1	1	0.6	0	0
6	SISMA X	SLV	1	1	0.6	1	0.3
7	SISMA Y	SLV	1	1	0.6	0.3	1

8.1 Sezione tipo H1-Barriera H6:

Azioni elementari combinate e scarichi sui micropali di fondazione

Sulla base dei carichi definiti al capitolo 7 si ottengono le seguenti azioni elementari opportunamente combinate secondo quanto riportato nella tabella precedente:

SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE (TESTA PALI) - COMBINATE

	COMBINAZIONI		N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	1_SLU	STR	197.5	12.8	56.6
2	2_SLU	GEO	157.6	11.1	49.0
3	3_SLU	STR	204.3	8.9	39.6
4	4_SLU	GEO	163.4	7.7	34.3
5	5_SLE	RARA	146.0	8.5	37.7
6	6_SLE	RARA	150.5	6.0	26.4
7	7_SLE	FREQ	144.5	4.3	18.9
8	8_SLE	FREQ	135.5	6.0	26.4
9	1_SLE	Q.P.	144.5	0.0	0.0
10	SISMA X	SLV	144.5	69.7	241.4
11	SISMA Y	SLV	144.5	69.7	241.4

Le azioni sui pali di fondazione si calcolano:

SOLLECITAZIONI TESTA PALI A METRO LINEARE

$$n_{pali, trasv} = 2.0$$

$$i_{trasv} [m] = 3.21$$

		$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2i_{trasv}}$		$V_p = \frac{V}{n_{pali}}$
	COMBINAZIONI	Np+ [kN/m]	Np- [kN/m]	Vp [kN/m]
1	1_SLU STR	107.6	89.9	6.4
2	2_SLU GEO	86.4	71.1	5.5
3	3_SLU STR	108.3	96.0	4.5
4	4_SLU GEO	87.0	76.4	3.9
5	5_SLE RARA	78.9	67.1	4.3
6	6_SLE RARA	79.4	71.1	3.0
7	7_SLE FREQ	75.2	69.3	2.1
8	8_SLE FREQ	71.9	63.6	3.0
9	1_SLE Q.P.	72.3	72.3	0.0
10	SISMA X SLV	109.9	34.6	34.9
11	SISMA Y SLV	109.9	34.6	34.9

SOLLECITAZIONI TESTA PALI

$$i_{long} = 1.5$$

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	46 di 67

	COMBINAZIONI		Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
1	1_SLU	STR	161.3	134.9	9.6
2	2_SLU	GEO	129.6	106.7	8.3
3	3_SLU	STR	162.4	143.9	6.7
4	4_SLU	GEO	130.6	114.5	5.8
5	5_SLE	RARA	118.3	100.7	6.4
6	6_SLE	RARA	119.0	106.7	4.5
7	7_SLE	FREQ	112.8	104.0	3.2
8	8_SLE	FREQ	107.8	95.5	4.5
9	1_SLE	Q.P.	108.4	108.4	0.0
10	SISMA X	SLV	164.8	52.0	52.3
11	SISMA Y	SLV	164.8	52.0	52.3

8.2 Sezione tipo L1-Barriera H4: Azioni elementari combinate e scarichi sui micropali di fondazione

Sulla base dei carichi definiti al capitolo 7 si ottengono le seguenti azioni elementari opportunamente combinate secondo quanto riportato nella tabella precedente:

SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE (TESTA PALI) - COMBinate

	COMBINAZIONI		N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	1_SLU	STR	163.0	10.5	52.4
2	2_SLU	GEO	128.6	9.1	45.4
3	3_SLU	STR	163.0	7.4	36.7
4	4_SLU	GEO	128.6	6.4	31.8
5	5_SLE	RARA	122.0	7.0	35.0
6	6_SLE	RARA	122.0	4.9	24.5
7	7_SLE	FREQ	122.0	3.5	17.5
8	8_SLE	FREQ	122.0	4.9	24.5
9	1_SLE	Q.P.	122.0	0.0	0.0
10	SISMA X	SLV	122.0	62.1	210.8
11	SISMA Y	SLV	122.0	62.1	210.8

Le azioni sui pali di fondazione si calcolano:

SOLLECITAZIONI TESTA PALI A METRO LINEARE

$$n_{\text{pali, trasv}} = 2.0$$

$$i_{\text{trasv}} = 3.21$$

	COMBINAZIONI		$N_p = \frac{N}{n_{\text{pali}}} \pm \frac{M}{2i_{\text{trasv}}}$		$V_p = \frac{V}{n_{\text{pali}}}$
			Np+ [kN/m]	Np- [kN/m]	Vp [kN/m]
1	1_SLU	STR	89.7	73.3	5.3
2	2_SLU	GEO	71.4	57.2	4.6
3	3_SLU	STR	87.2	75.8	3.7
4	4_SLU	GEO	69.3	59.3	3.2
5	5_SLE	RARA	66.4	55.6	3.5
6	6_SLE	RARA	64.8	57.2	2.5
7	7_SLE	FREQ	63.7	58.3	1.8
8	8_SLE	FREQ	64.8	57.2	2.5
9	1_SLE	Q.P.	61.0	61.0	0.0
10	SISMA X	SLV	93.8	28.2	31.1
11	SISMA Y	SLV	93.8	28.2	31.1

SOLLECITAZIONI TESTA PALI

$i_{long} =$

1.5

	COMBINAZIONI		Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
1	1_SLU	STR	134.5	110.0	7.9
2	2_SLU	GEO	107.1	85.8	6.8
3	3_SLU	STR	130.8	113.7	5.5
4	4_SLU	GEO	103.9	89.0	4.8
5	5_SLE	RARA	99.7	83.3	5.3
6	6_SLE	RARA	97.2	85.8	3.7
7	7_SLE	FREQ	95.6	87.4	2.6
8	8_SLE	FREQ	97.2	85.8	3.7
9	1_SLE	Q.P.	91.5	91.5	0.0
10	SISMA X	SLV	140.7	42.3	46.6
11	SISMA Y	SLV	140.7	42.3	46.6

8.3 Sezione tipo H2: Azioni elementari combinate e scarichi sui micropali di fondazione

SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE - COMBinate

	COMBINAZIONI		N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	1_SLU	STR	182.5	0.0	0.0
2	2_SLU	GEO	144.6	0.0	0.0
3	6_SLE	RARA	136.0	0.0	0.0
4	7_SLE	FREQ	130.0	0.0	0.0
5	1_SLE	Q.P.	130.0	0.0	0.0
6	SISMA X	SLV	130.0	56.5	84.7
7	SISMA Y	SLV	130.0	56.5	84.7

SOLLECITAZIONI TESTA PALI A METRO LINEARE

$n_{pali,transv} =$ 2.0
 $i_{transv} =$ 3.21

	COMBINAZIONI		$N_p = \frac{N}{n_{pali}} + \frac{M}{2i_{transv}}$ Np+ [kN/m]	$N_p = \frac{N}{n_{pali}} + \frac{M}{2i_{transv}}$ Np- [kN/m]	$V_p = \frac{V}{n_{pali}}$ Vp [kN/m]
1	1_SLU	STR	91.3	91.3	0.0
2	2_SLU	GEO	72.3	72.3	0.0
3	6_SLE	RARA	68.0	68.0	0.0
4	7_SLE	FREQ	65.0	65.0	0.0
5	1_SLE	Q.P.	65.0	65.0	0.0
6	SISMA X	SLV	78.2	51.8	28.2
7	SISMA Y	SLV	78.2	51.8	28.2

SOLLECITAZIONI TESTA PALI

$$i_{long} = 1.5$$

	COMBINAZIONI		Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
1	1_SLU	STR	136.9	136.9	0.0
2	2_SLU	GEO	108.4	108.4	0.0
3	6_SLE	RARA	102.0	102.0	0.0
4	7_SLE	FREQ	97.5	97.5	0.0
5	1_SLE	Q.P.	97.5	97.5	0.0
6	SISMA X	SLV	117.3	77.7	42.4
7	SISMA Y	SLV	117.3	77.7	42.4

8.4 Sezione tipo L2: Azioni elementari combinate e scarichi sui micropali di fondazione
SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE - COMBinate

	COMBINAZIONI		N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	1_SLU	STR	152.3	0.0	0.0
2	2_SLU	GEO	115.0	0.0	0.0
3	6_SLE	RARA	111.5	0.0	0.0
4	7_SLE	FREQ	111.5	0.0	0.0
5	1_SLE	Q.P.	111.5	0.0	0.0
6	SISMA X	SLV	111.5	52.0	78.1
7	SISMA Y	SLV	111.5	52.0	78.1

SOLLECITAZIONI TESTA PALI A METRO LINEARE

$$n_{pali, trasv} = 2.0$$

$$i_{trasv} = 3.21$$

	COMBINAZIONI		$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2i_{trasv}}$ Np+ [kN/m]	Np- [kN/m]	$V_p = \frac{V}{n_{pali}}$ Vp [kN/m]
1	1_SLU	STR	76.1	76.1	0.0
2	2_SLU	GEO	57.5	57.5	0.0
3	6_SLE	RARA	55.8	55.8	0.0
4	7_SLE	FREQ	55.8	55.8	0.0
5	1_SLE	Q.P.	55.8	55.8	0.0
6	SISMA X	SLV	67.9	43.6	26.0
7	SISMA Y	SLV	67.9	43.6	26.0

SOLLECITAZIONI TESTA PALI

$$i_{long} = 1.5$$

	COMBINAZIONI	Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
--	--------------	----------	----------	---------

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	50 di 67

1	1_SLU	STR	114.2	114.2	0.0
2	2_SLU	GEO	86.2	86.2	0.0
3	6_SLE	RARA	83.6	83.6	0.0
4	7_SLE	FREQ	83.6	83.6	0.0
5	1_SLE	Q.P.	83.6	83.6	0.0
6	SISMA X	SLV	101.9	65.4	39.0
7	SISMA Y	SLV	101.9	65.4	39.0

9. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Si descrivono nel seguito i criteri generali seguiti per l'effettuazione delle verifiche dell'opera.

9.1 Criteri di verifica delle palificate di fondazione

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

In particolare si esegue la seguente procedura di calcolo:

- calcolo della quintupla di azioni (F_x , F_y , F_z , M_x ed M_y) ad intradosso zattera di fondazione, risultanti dalle combinazioni di carico su descritte;
- calcolo dei carichi assiali su ciascun palo;
- dimensionamento dei pali di fondazione ai fini del soddisfacimento delle verifiche di capacità portante degli stessi.

Le opere in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da una platea di fondazione su pali trivellati, il cui valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

	Coefficiente Parziale (γ_R)	Pali trivellati		
		R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25

Tab. 1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico STR; R2 per le combinazioni di carico GEO; R3 per le combinazioni sismiche.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tab. 2 - Fattori di correlazione ξ

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione definitiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

9.1.1 Capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SP} e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati. I micropali vengono distinti in due categorie:

- micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, injection ripetitive et selective). Appartengono a tale gruppo i micropali da adottare per le barriere antirumore;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, injection globale inique).

Il metodo si avvale, per la capacità portante della relazione :

$$Q_{lim} = (Q_{ll} + Q_{pl}) \cdot h$$

dove

Q_{ll} : portata laterale limite: $Q_{ll} = \pi \cdot D_b \cdot L_p \cdot q_s$

con D_b = diametro reso del micropalo = αD_s ;

D_s = diametro di perforazione;

L_p = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella A);

q_s = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura (267) per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo. Tali grafici vengono riportati alle pagine seguenti nelle figure I, II, III e IV.

Q_{pl} : portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un **valore della portata alla punta pari al 15% della portata laterale**.

h : fattore di efficienza in termini di resistenza (si assume 0.8).

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore di q_s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza e della tecnica di realizzazione del micropalo.

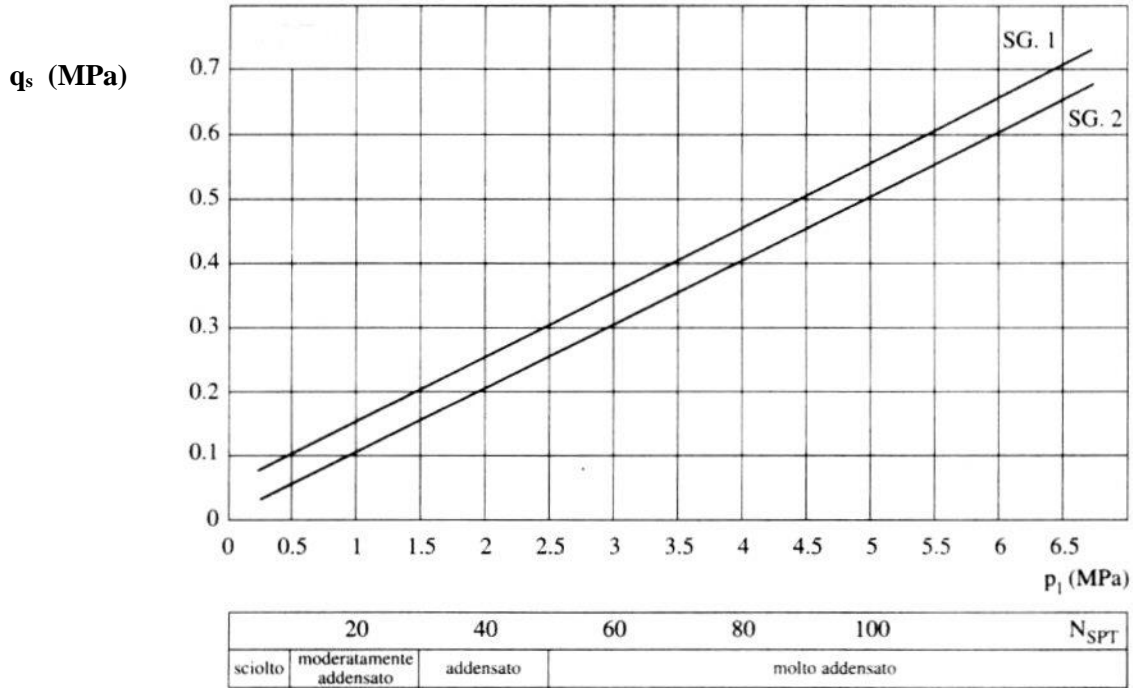


Figura 2 – Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie

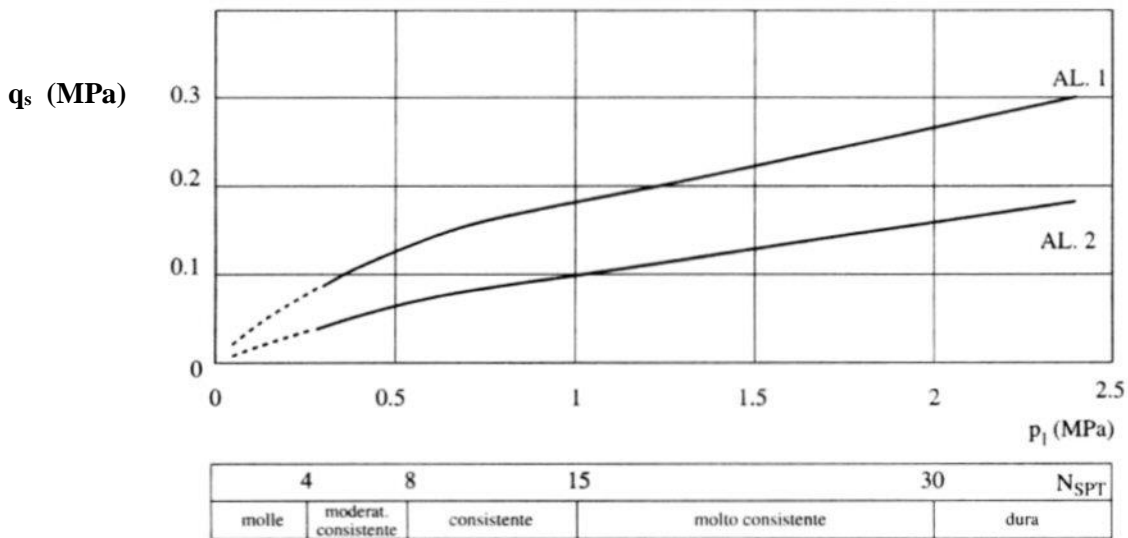


Figura 3 – Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi

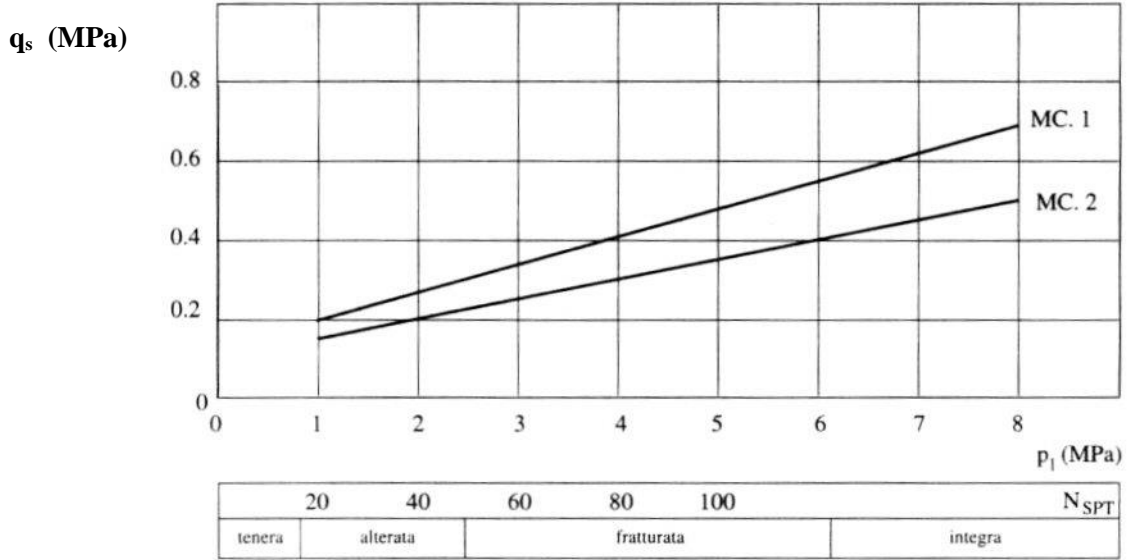


Figura 4 – Abaco per il calcolo di q_s per gessi, marne e marne calcaree

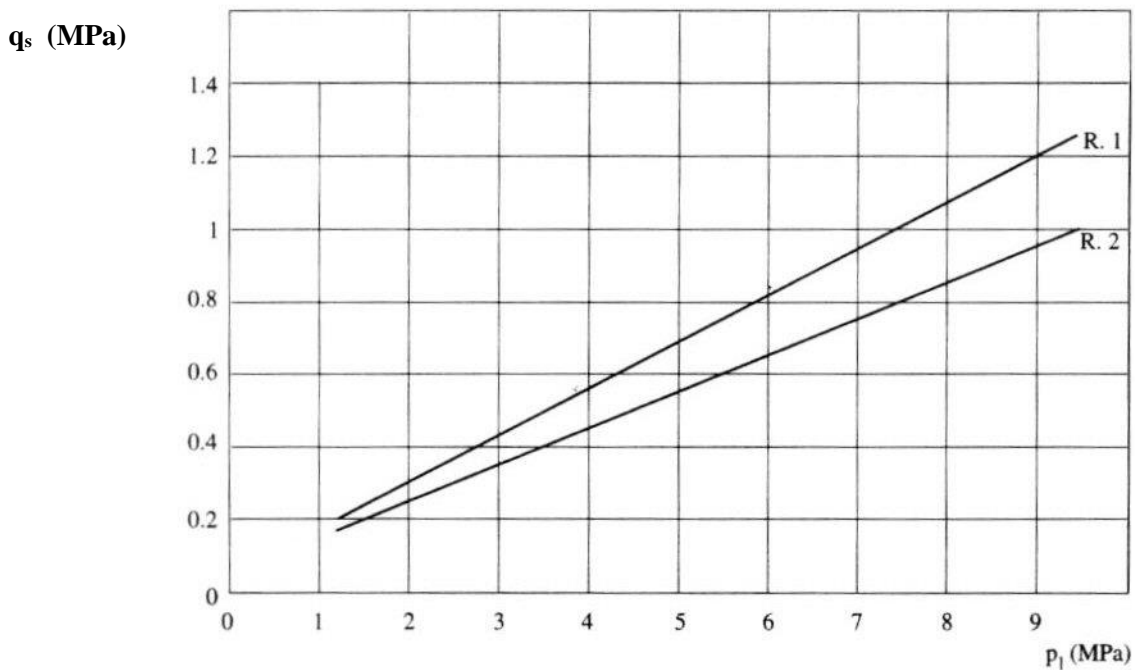


Figura 5 – Abaco per il calcolo di q_s per rocce alterate e fratturate

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _S
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _S
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _S
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)V _S ; IGU: 1,5 V _S
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V _S ; IGU: 1,5V _S
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V _S ; IGU: (1,5-2)V _S
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V _S per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V _S o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V _S per strati poco fratturati 2V _S o più per strati fratturati

Tabella A – Valori del coefficiente α : $V_s = I_p \cdot \frac{B_s}{4}$

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

Tabella A – indicazioni per la scelta del valore q_s

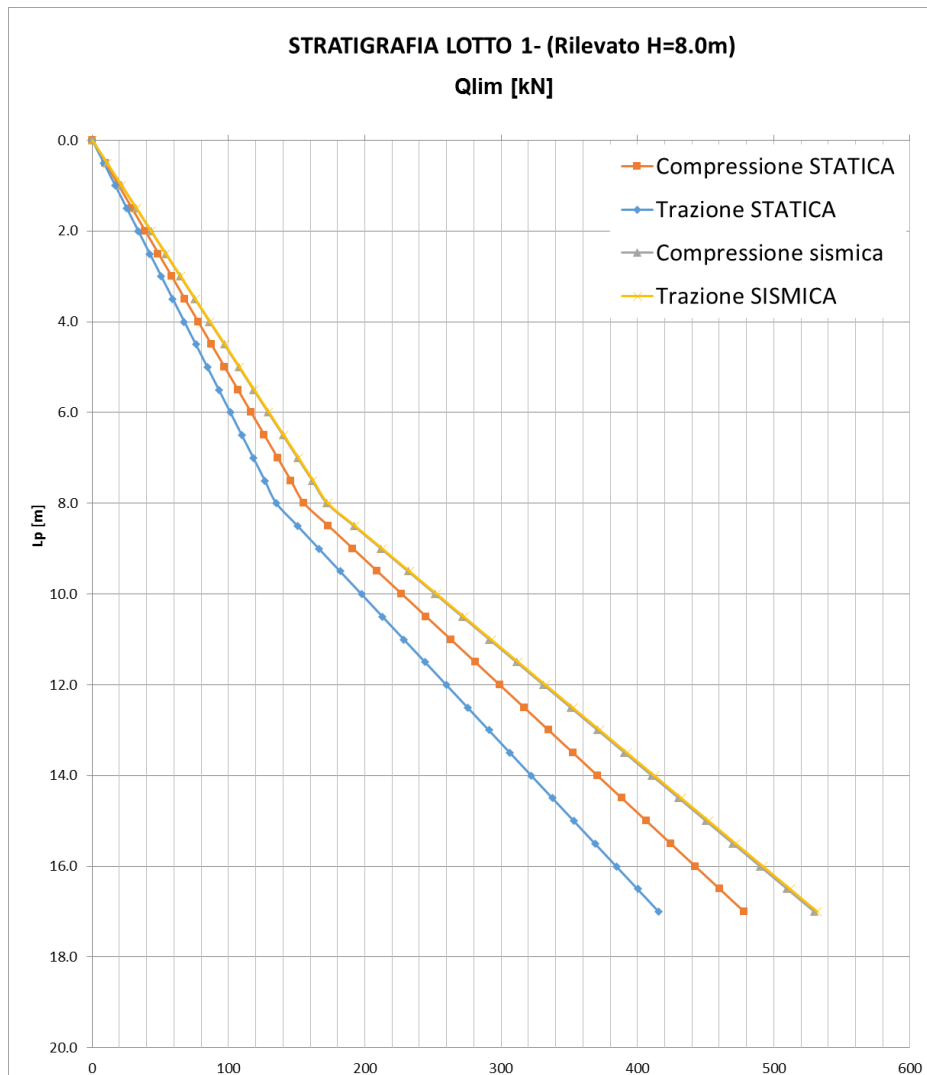
In definitiva per le differenti altezze del rilevato ferroviario considerate si ottengono le seguenti curve di portanza:

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	57 di 67

STRATIGRAFIA LOTTO 1 – Hrilevato = 8.0m

Symbol	tipo	Curva (abaco)	Quota da testa pali	spessore strato	N _{SPT}	α	qs	α·qs
			m	m	-	-	kN/m	kN/m
R_IGU	sabbia ghiaiosa	SG.2	8	8	10	1.3	50	65
bc3	Argilla limosa	AL.2	0	5	15	1.2	100	120
MDL2	sabbia limosa	SG.2	-5	4	20	1.2	100	120

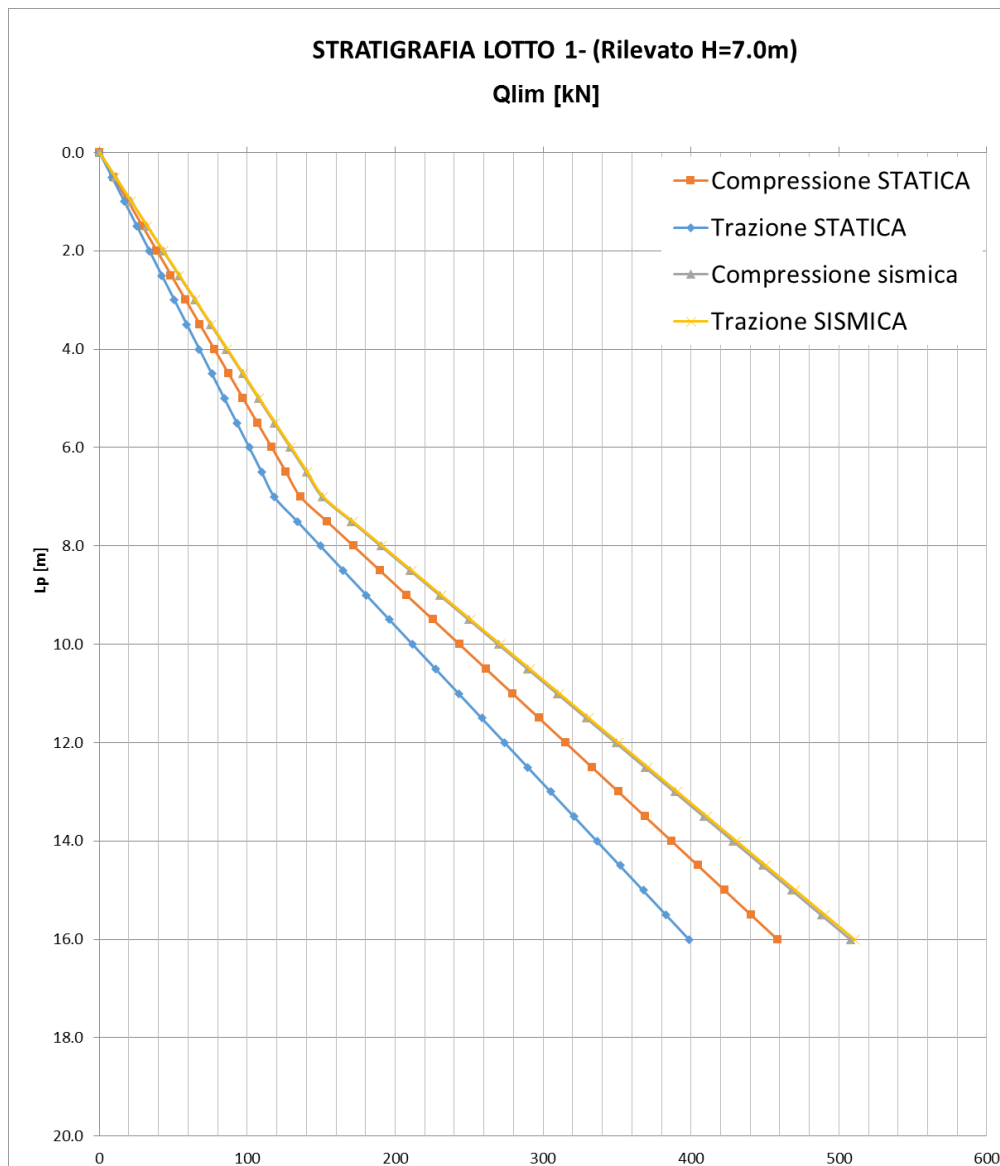


Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	58 di 67

STRATIGRAFIA LOTTO 1 – Hrilevato = 7.0m

Symbol	tipo	Curva (abaco)	Quota da testa pali	spessore strato	N _{SPT}	α	qs	α·qs
			m	m	-	-	kN/m	kN/m
R_IGU	sabbia ghiaiosa	SG.2	7	7	10	1.3	50	65
bc3	Argilla limosa	AL.2	0	5	15	1.2	100	120
MDL2	sabbia limosa	SG.2	-5	4	20	1.2	100	120



Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

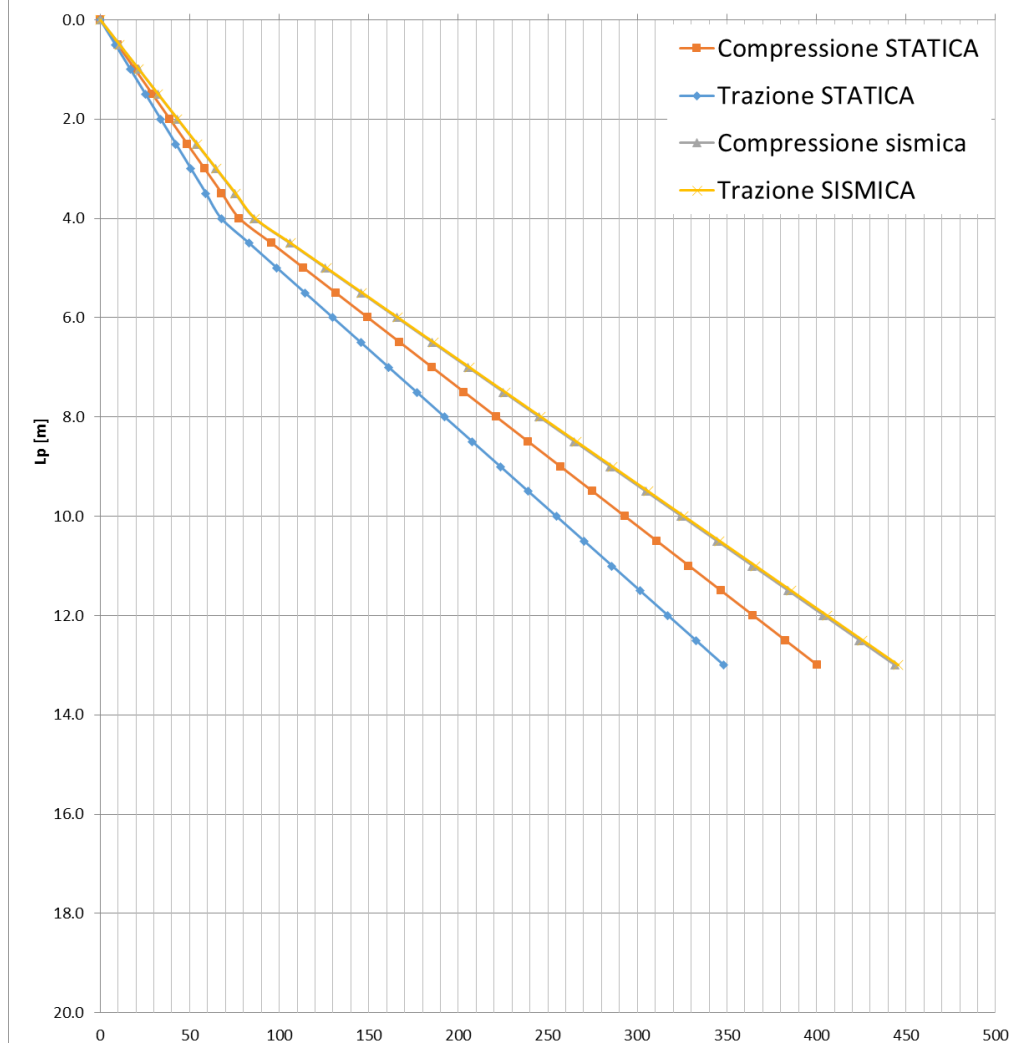
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	59 di 67

STRATIGRAFIA LOTTO 1 – Hrilevato = 4.0m

Symbol	tipo	Curva (abaco)	Quota da testa pali	spessore strato	N _{SPT}	α	qs	α·qs
			m	m	-	-	kN/m	kN/m
R_IGU	sabbia ghiaiosa	SG.2	7	7	10	1.3	50	65
bc3	Argilla limosa	AL.2	0	5	15	1.2	100	120
MDL2	sabbia limosa	SG.2	-5	4	20	1.2	100	120

STRATIGRAFIA LOTTO 1- (Rilevato H=4.0m)

Q_{lim} [kN]



In definitiva dal confronto tra le sollecitazioni massime e le resistenze di progetto si ottengono le seguenti lunghezze:

Sezione tipo	B.A.	$\Delta H_{\text{RILEVATO}}$ [m]	Zona sismica	Lp [m]	Lp +2 [m]
H1	H6	8.0	S1	8	10
H2	-	7.0		7	9
L1	H4	4.0		5.5	7.5
L2	-	7.0		5.5	7.5

Come specificato le lunghezze dei micropali sono state amplificate di 2m in quanto la realizzazione è su rilevato.

10. VERIFICA STRUTTURALE MICROPALI PER AZIONI ORIZZONTALI

Per le verifiche strutturali occorre determinare anche il momento flettente massimo lungo il micropalo. La valutazione dello stato di sollecitazione può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti. Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E_{palo} \cdot J_{palo} \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D \cdot y = 0$$

con y spostamento orizzontale del palo

tale equazione si può scrivere anche nella forma

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} \cdot y = 0$$

con $\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{palo} \cdot J_{palo}}{k_h \cdot D}}$ = lunghezza caratteristica del palo,

Per tenere conto dello scarso stato di addensamento nei primi metri di infissione del micropalo, si ipotizza un tratto di altezza h sporgente dal terreno in particolare si assume $h=1,00$. Sotto questa ipotesi, considerando il palo impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto; il massimo valore del momento flettente per effetto del carico orizzontale si ha in testa al palo ed è pari a:

$$M_{max} = \frac{1}{2} \cdot V \cdot (h + \lambda)$$

con V = forza orizzontale applicata in testa.

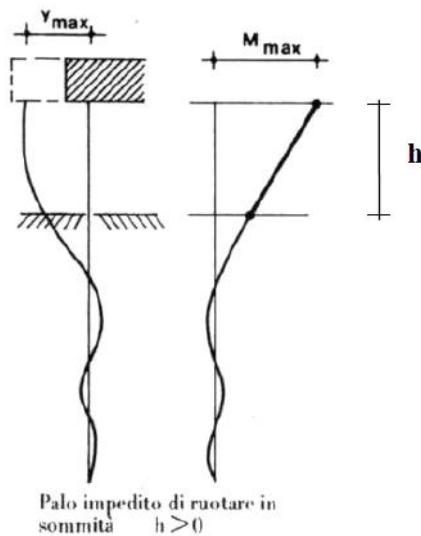


Figura 6 - Schema di calcolo per il calcolo del momento massimo lungo il palo

Per la valutazione del coefficiente k_h si ipotizza un andamento crescente con la profondità del tipo :

$$k_h = \frac{n_h \cdot z}{D_{palo}}$$

e si assume il valore in corrispondenza della profondità media dello strato reagente.

Nel caso in esame, per tutte le tipologie di barriere, in via cautelativa si può considerare come terreno reagente l'unità costituita da terreni incoerenti.

I valori orientativi di n_h adottati si riferiscono al minimo valore riscontrabile in letteratura per tale tipologia di sottosuolo.

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
n_h [N/cm ³] sabbie non immerse	2.50	7.50	20
n_h [N/cm ³] sabbie immerse	1.50	5.00	12

Tabella 3 - Tabella correlazione tra n_h e tipologia di terreno incoerente [da Fondazioni, di C. Viggiani – Tabella 14.5]

Tipo di terreno	n_h [N/cm ³]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0.2 ÷ 3.5	Reese, Matlock, 1956
[N/cm ³]	0.3 ÷ 0.5	Davisson, Prakash, 1963

 Tabella 4 - Tabella correlazione tra n_h e tipologia di terreno incoerente [da Fondazioni, di C. Viggiani – Tabella 14.6]

Il calcolo della lunghezza elastica del palo è stato condotto considerando la sezione del micropalo omogeneizzata all'acciaio:

$$E_{palo} \cdot J_{palo} = E_s \cdot J_{arm} + E_c \cdot j_{cls} = E_s \cdot J_{arm} + E_c \cdot \left(\pi \cdot \frac{D_{perf}^4}{64} - J_{arm} \right)$$

poiché in questo modo si ottiene una lunghezza caratteristica maggiore, e quindi un momento massimo maggiore, di quella derivante dal considerare la deformabilità della sola armatura del micropalo.

Le verifiche strutturali sono state effettuate utilizzando le sollecitazioni di taglio massimo dell'Approccio 1 – Combinazione 1 (combinazioni SLU-STR).

Il profilo tubolare adottato per la tipologia in esame è il seguente:

CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL MICROPALO									
f_{yk}	f_{yd}	φ	s	D	A	A_w	W_{pl}	J	
[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ³]	[mm ⁴]	
275	261.9	168.3	10	250	4973.1	3166	250922.2	1.6E+07	

Tipo H1 - VERIFICA STRUTTURALE MICROPALO (RILEVATO DA 8m)													
Unità	Spessore strato	Lpalo	n_h	$n_{h,medio}$	$k_{h,medio}$	$(EJ)_{om}$	λ	h	V_{max}	M_{max}	N_{max}	σ_{id}	FS
	[m]	[m]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[-]
RILEVATO (ghiaia mediamente addensata)	8	10	6	4.9	146	8.6E+12	1.1E+00	2.00	52.3	80.7	162.4	56.4	4.6
argilla N.C o debolmente O.C.	2		0.5										

Tipo L1 - VERIFICA STRUTTURALE MICROPALO (RILEVATO DA 4m)													
Unità	Spessore strato	Lpalo	n_h	$n_{h,medio}$	$k_{h,medio}$	$(EJ)_{om}$	λ	h	V_{max}	M_{max}	N_{max}	σ_{id}	FS
	[m]	[m]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[-]
RILEVATO (ghiaia mediamente addensata)	4	7.5	6	3.433333	77	8.6E+12	1.3E+00	2.00	46.60	76.40	132.05	46.59	5.62
argilla N.C o debolmente O.C.	3.5		0.5										

Relazione di calcolo marciapiedi FFP e di stazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	OC00 00 003	A	64 di 67

Tipo H2 - VERIFICA STRUTTURALE MICROPALO (RILEVATO DA 7m)

Unità	Spessore strato	Lpalo	n _h	n _{h,medio}	k _{h,medio}	(EJ) _{om}	λ	h	V _{max}	M _{max}	N _{max}	σ _{id}	FS
	[m]	[m]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[-]
RILEVATO (ghiaia mediamente addensata)	7	9	6	4.78	128	8.6E+12	1.1E+00	2.00	42.35	66.17	136.88	47.46	5.52
argilla N.C o debolmente O.C.	2		0.5										

Tipo L2 - VERIFICA STRUTTURALE MICROPALO (RILEVATO DA 7m)

Unità	Spessore strato	Lpalo	n _h	n _{h,medio}	k _{h,medio}	(EJ) _{om}	λ	h	V _{max}	M _{max}	N _{max}	σ _{id}	FS
	[m]	[m]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[-]
RILEVATO (ghiaia mediamente addensata)	7	7.5	6	5.63	126	8.6E+12	1.1E+00	2.00	39.03	61.07	114.19	39.97	6.55
argilla N.C o debolmente O.C.	0.5		0.5										

11. VERIFICA STRUTTURALE MARCIAPIEDE SCATOLARE

In questo paragrafo si riportano le verifiche strutturali della struttura scatolare costituente il marciapiede. In particolare le verifiche fanno riferimento allo scatolare tipo H1 con barriera tipo H6.

I risultati ottenuti sono da intendersi significativi anche per le altre sezioni di calcolo.

Soletta di copertura

La soletta di copertura è schematizzata come una trave vincolata (semi-incastro) agli estremi soggetta a carichi dati dal peso proprio, dalla pavimentazione e massetto delle pendenze e dal carico variabile da folla sul marciapiede. Pertanto si ha:

SOLETTA DI COPERTURA

s =	0.2	m	Spessore soletta
γ =	25	kN/m ³	Peso specifico c.a
G1 =	5.0	kN/m ²	Peso proprio soletta
G2 =	6.0	kN/m ²	Massetto delle pendenze+pavimentazione
Q = Q2 =	5.0	kN/m ²	Carico da folla

Lsoletta= 3.2 m Lunghez. Soletta

q_SLU= 23 kN/m²
q_SLE= 16 kN/m³

SOLLECITAZIONI	SLU	SLE (rara)
M [kNm/m] = $ql^2/10$ =	23.6	16.4
V [kN/m] = $ql/2$ =	36.8	25.6

Armatura

As \varnothing 14/20
A's \varnothing 14/20
Staffe \varnothing 8/20

RISULTATI VERIFICHE			
SLU	M_{Rd} =	47.10 kNm/m	Momento resistente
	$*V_{Rct,d}$ =	96.3 kN/m	*elementi non armati a taglio.
SLE	w =	0.07 mm	ampiezza fessure
	$\sigma_{c,max}$ =	3.75 Mpa	Tensione max cls
	$\sigma_{s,max}$ =	140.5 Mpa	Tensione max armature

Muretto laterale con B.A.

Il muro laterale è schematizzato come una mensola incastrata alla base (sezione di attacco con la soletta superiore del marciapiede scatolare) soggetto a forze orizzontali date dal vento e dagli effetti aerodinamici sulla B.A. e dalle forze di inerzia in fase sismica. Pertanto si ha:

MURO LATERALE CON BARRIERA

F1 =	8.5	kN/m	Azione da vento+E.A.
F2 =	5.0	kN/m	Forza di inerzia barriera tipo H6
h1 =	1.5	m	altezza muro
s1 =	0.4	m	Spessore muro

SOLLECITAZIONI	SLU	SLV	SLE (rara)
M [kNm/m] = F·h =	19.1	22.5	12.8
V [kN/m] = F =	12.8	15	8.5

Armatura

As	Ø14/20
A's	Ø14/20
Staffe	Ø8/20

RISULTATI VERIFICHE			
SLU/SLV	M _{Rd} =	101.25 kNm/m	Momento resistente
	*V _{Rct,d} =	144.5 kN/m	*elementi non armati a taglio.
SLE	w =	0 mm	ampiezza fessure
	σ _{c,max} =	0.8 Mpa	Tensione max cls
	σ _{s,max} =	48 Mpa	Tensione max armature

Piedritti.

In considerazione della presenza dei micropali al di sotto dei piedritti, per il dimensionamento di questi ultimi si è considerato uno schema di telaio (piedritti e soletta di copertura) con incastri alla base soggetto alle forze orizzontali date dal vento e dagli effetti aerodinamici e dalle forze di inerzia in fase sismica. Pertanto si ha:

PIEDRITTI

F1 =	8.5	kN/m	Azione da vento+E.A.
F2 =	5.0	kN/m	Forza di inerzia barriera tipo H6
F3 =	48.6	kN/m	Forza di inerzia scatolare
h1 =	1.5	m	altezza muro
h2 =	1.9	m	altezza piedritto
s2 =	0.4	m	Spessore piedritto

SOLLECITAZIONI	SLU	SLV	SLE (rara)
M [kNm/m] =	21.7	133	14.5
V [kN/m] =	6.4	39.1	4.3

Armatura

As	Φ14/20
A's	Φ14/20
Staffe	Φ8/20

RISULTATI VERIFICHE			
SLU/SLV	$M_{Rd} =$	101.25 kNm/m	Momento resistente
	$*V_{Rct,d} =$	144.5 kN/m	*elementi non armati a taglio.
SLE	w =	0 mm	ampiezza fessure
	$\sigma_{c,max} =$	1 Mpa	Tensione max cls
	$\sigma_{s,max} =$	56 Mpa	Tensione max armature