

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

Adeguamento Via Chiaravagna

Tratta 3 – Camminamento pedonale

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	C L	N V 0 3 0 X	0 0 9	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	ALPINA <i>Adriano Farina</i>	13/05/2016	COCIV <i>[Signature]</i>	13/05/2016	A.Mancarella <i>[Signature]</i>	13/05/2016	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-009-A00.DOCX
-----------	--

INDICE

INDICE.....	2
1. PREMESSA.....	3
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	4
2.1. Calcestruzzo.....	4
2.2. Acciaio per cemento armato.....	4
2.3. Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4. ANALISI DEI CARICHI.....	7
4.1. Carichi.....	7
4.2. Combinazioni di carico.....	8
5. SEZIONE TIPO CAMMINAMENTO.....	9
5.1. Verifica a ribaltamento.....	10
5.1. Verifica a scorrimento.....	11
5.1. Verifica capacità portante.....	11
5.2. Verifiche strutturali.....	14
5.2.1. Analisi dei carichi.....	14
5.2.2. Calcolo delle azioni interne.....	15
5.2.3. Verifiche.....	15

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-009_A00 Tratta 3 Camminamento pedonale - Relazione di calcolo
	Foglio 3 di 16

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la verifica della struttura funzionale alla realizzazione di un marciapiede a mezzacosta sul versante esistente previsto nell'ambito dell'intervento di miglioramento della attuale viabilità che corre lungo la Val Chiaravagna, in Genova, civicamente denominata Via Chiaravagna, a partire dagli accessi alle cave poste nella parte alta della valle lungo il Rio Bianchetta, fino all'innesto della prevista nuova strada per Borzoli ed Erzelli, previsto in vicinanza dell'esistente viadotto ferroviario.

Il progetto prevede la realizzazione di una struttura a "U" che contiene il marciapiede che si sviluppa nella zona di fronte alla sottostazione ENEL ed edifici adiacenti posto a mezzacosta sul versante esistente, di larghezza interna pari a 1.20 m e piedritti di altezza variabile (minimo 0.35 m massima 1.20 m). Il manufatto prevede pendenze longitudinali tali da permettere il transito ai portatori di handicap, rampe di pendenza massima pari all'8% e di lunghezza massima di 10 m, intervallate da idonei pianerottoli da 1.50 m di lunghezza.

Le verifiche di sicurezza vengono effettuate con il metodo delle Tensioni Ammissibili.

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.1. Calcestruzzo

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

Per la realizzazione del manufatto a U si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 9.75 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c0} = 0.60 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c1} = 1.83 \text{ N/mm}^2$

2.2. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile	$\sigma_s = 260.00 \text{ N/mm}^2$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-009_A00 Tratta 3 Camminamento pedonale - Relazione di calcolo
	Foglio 5 di 16

2.3. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

manufatto a U (tombini, scatolari e ponticelli) CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Si omettono le verifiche di fessurazione qualora il tasso di lavoro dell'acciaio risulti inferiore a 160 MPa. In caso contrario le verifiche vengono svolte per condizioni ambientali "poco aggressive" e considerando armature di tipo "poco sensibile".

In questo caso si verificano gli stati limite di fessurazione "frequente" e "quasi permanente" assumendo come valore limite di apertura delle fessure 0.4 e 0.2 mm rispettivamente.

Il copriferro minimo assunto è pari a 4 cm.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-009_A00 Tratta 3 Camminamento pedonale - Relazione di calcolo
	Foglio 6 di 16

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- D.M. 09/01/1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Ordinanza n. 3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Circ. Min. 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M. 16/01/1996";
- Asa Servizi di Ingegneria (Ferrovie dello Stato), Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995, Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo";
- Ferrovie dello Stato - Istruzione F.S. 44/b (Testo aggiornato secondo il D.M. 16/01/1999): "Istruzioni tecniche per i manufatti sotto binario da costruire in zona sismica";
- D. M. del 23 Febbraio 1971 – Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto;
- D.M. 12 Dicembre 1985 – Norme tecniche relative alle tubazioni;
- UNI EN 1916 – Tubi di calcestruzzo armato, non armato e rinforzato con fibre d'acciaio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-009_A00 Tratta 3 Camminamento pedonale - Relazione di calcolo

Foglio
7 di 16

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1. Carichi

Pesi propri

Strutture in c.a. (γ):	25 kN/m ³
parapetto:	1 kN/ml
Pavimentazione (sp. 15 cm):	22 kN/m ³ x 0.15 m = 3.3 kPa

Carico variabile - Folla

Il carico variabile è costituito dal carico della folla uniformemente ripartito in superficie pari a 4 kN/m.

Spinta su parapetto

Come indicato nel D.M. LL.PP. "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali" del 4 Maggio 1990, i parapetti, la cui altezza non potrà essere inferiore ad un metro, devono essere calcolati in base ad una spinta orizzontale di 1.3 kN/m applicata al corrimano.

Sisma

Si considera: $S = 6$ $C = 0.04$ $I = 1$ $\varepsilon = 1.3$ $R = 1$

con: $I =$ coefficiente di protezione sismica

$\varepsilon =$ coefficiente di fondazione

$R =$ coefficiente di risposta

da cui: $F_h = 0.04 \times 1.0 \times 1.3 \times W_i = 0.052 \times W_i$

4.2. Combinazioni di carico

COMBINAZIONE	Pesi propri	Folla	Spinta su parapetto	Sisma
TRAFFICO	1.0	1.0	1.0	0.0
SISMA	1.0	0.0	0.0	1.0
Fessurazione QP	1.0	0.0	0.0	0.0
Fessurazione RA	1.0	1.0	0.0	0.0
Fessurazione FR	1.0	0.7	0.0	0.0

Tabella 1 Combinazioni di carico

Nelle verifiche non si è considerata la combinazione sismica in quanto non dimensionante.

5. SEZIONE TIPO CAMMINAMENTO

Di seguito la geometria della sezione tipo del camminamento che presenta il piedritto lato valle di altezza 0.35 m e quello lato monte di altezza 1.20 m.

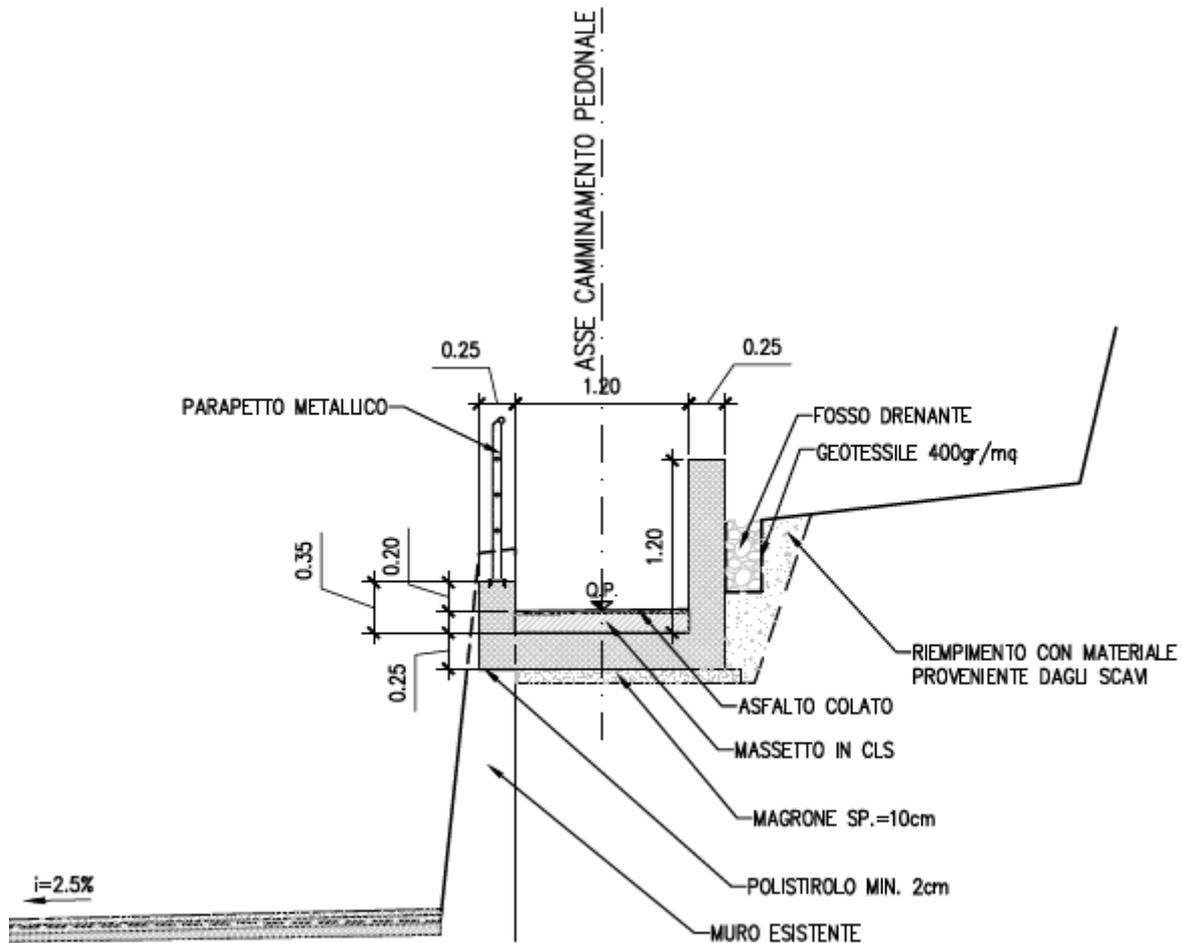


Figura 1 – Sezione tipo camminamento

Di seguito sono riportate le verifiche per l'intervento in oggetto:

- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a scorrimento;
- Verifica della capacità portante della fondazione;
- Verifica strutturale della sezione di carpenteria in c.a.

5.1. Verifica a ribaltamento

Si verifica l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto più esterno della struttura, la verifica è condotta per lo sviluppo di 1 m di struttura.

Si analizzano due condizioni, nella prima si considerano i soli carichi permanenti, nella seconda si considerano anche la spinta sul parapetto e il contestuale carico della folla (stabilizzante).

VERIFICA A RIBALTAMENTO – caso1

		b	h	γ	P	b	M
		m	m	kN/m ³	kN/m	m	kNm/m
Permanenti_1	muro valle	0.25	0.35	25	2.19	0.125	0.27
Permanenti_2	fondazione	1.70	0.25	25	10.63	0.850	9.03
Permanenti_3	muro monte	0.25	1.20	25	7.50	1.575	11.81
Spinta terreno	contributo triangolare			20	0.00	-0.600	0.00
Pavimentazione	(3.3 kPa)			20	10.51	-0.483	-5.08

Totale ribaltante: **-5.08** kNm/m
Totale stabilizzante: **24.48** kNm/m
FS: **4.82 > 1.5 OK**

VERIFICA A RIBALTAMENTO – caso1

		b	h	γ	P	b	M
		m	m	kN/m ³	kN/m	m	kNm/m
Permanenti_1	muro valle	0.25	0.35	25	2.19	0.125	0.27
Permanenti_2	fondazione	1.70	0.25	25	10.63	0.850	9.03
Permanenti_3	muro monte	0.25	1.20	25	7.50	1.575	11.81
Spinta terreno	contributo triangolare			20	10.51	-0.483	-5.08
Pavimentazione	(3.3 kPa)	3.30	1.20		3.96	0.850	3.37
Folla	(4 kPa)	4.00	1.20		4.80	0.850	4.08
Urto su parapetto (applicata a 1.0 m piano viario)	(1.3 kN/m)				1.30	-1.400	-1.82

Totale ribaltante: **-6.90** kNm/m
Totale stabilizzante: **28.56** kNm/m
FS: **4.14 > 1.5 OK**

(convenzione di segno: momenti positivi in senso orario)

La spinta del terreno è stata valutata considerando il coefficiente di spinta a riposo:

$$K_0 = (1 - \tan \phi) = 0.50 \text{ (con angolo di attrito assunto cautelativamente } \phi = 30^\circ \text{)}$$

La geometria del manufatto a U, con piedritto a monte più alto del piedritto a valle, soddisfa la verifica al ribaltamento.

5.1. Verifica a scorrimento

Si verifica lo scorrimento alla base del manufatto.

Si analizzano due condizioni, nella prima si considerano i soli carichi permanenti, nella seconda si considerano anche la spinta sul parapetto e il contestuale carico della folla.

La verifica è condotta per lo sviluppo di 1 m di struttura.

VERIFICA A SCORRIMENTO

Condizione 1

Carichi verticali

		b	h	γ	P	
		m	m	kN/m ³	kN/m	
Permanenti_1	muro valle	0.25	0.35	25	2.19	
Permanenti_2	fondazione	1.70	0.25	25	10.63	
Permanenti_3	muro monte	0.25	1.20	25	7.50	
Pavimentazione	(3.3 kPa)	3.30	1.20		3.96	
Totale carico verticale:					24.27	kN/m

Carichi orizzontali

		b	h	γ	P	
Spinta terreno	contributo triangolare			20	10.51	
Totale carico orizzontale:					10.51	kN/m

FS: 1.33 > 1.3 OK

Condizione 2

Carichi verticali

		b	h	γ	P	
Permanenti_1	muro valle	0.25	0.35	25	2.19	
Permanenti_2	fondazione	1.70	0.25	25	10.63	
Permanenti_3	muro monte	0.25	1.20	25	7.50	
Pavimentazione	(3.3 kPa)	3.30	1.20		3.96	
Folla	(4 kPa)	4.00	1.20		4.80	
Totale carico verticale:					29.07	kN/m

Carichi orizzontali

		b	h	γ	P	
Spinta terreno	contributo triangolare			20	10.51	
Urto su parapetto (applicata a 1.0 m piano viario)	(1.3 kN/m)				1.30	
Totale carico orizzontale:					11.81	kN/m

FS: 1.42 > 1.3 OK

La verifica a scorrimento è soddisfatta.

5.1. Verifica capacità portante

Si verifica che (in accordo con quanto stabilito dal D.M. 11/03/88 per opere di sostegno – paragrafo D.4.4) risulti: $FS_Q = q_{lim} / q_{med} \geq 2$

Per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione (carico a rottura) si fa riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come originariamente proposti da Brinch-Hansen (1970) per terreno granulare omogeneo (condizioni di carico drenate a lungo termine):

$$q_{lim} = 1/2 \cdot B' \cdot \gamma_c \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

dove: B' = dimensione minima effettiva della fondazione

γ_c = peso del terreno di fondazione

q' = tensione verticale efficace alla quota di imposta nell'intorno della fondazione.

N_γ, N_q = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito

Anche per la valutazione della capacità portante si valuta il manufatto con sviluppo pari a 1.0 m.

Di seguito si riporta l'entità delle azioni agenti e il momento calcolato rispetto al baricentro della base del manufatto.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Carichi verticali

		b	h	γ	P	b	M
		m	m	kN/m3	kN/m	m	kNm/m
Permanenti_1	muro valle	0.25	0.35	25	2.19	-0.725	-1.59
Permanenti_2	fondazione	1.70	0.25	25	10.63	0.000	0.00
Permanenti_3	muro monte	0.25	1.20	25	7.50	0.725	5.44
Pavimentazione	(3.3 kPa)	3.30	1.20		3.96	0.000	0.00
Folla	(4 kPa)	4.00	1.20		4.80	0.000	0.00
					29.07		

Carichi orizzontali

Spinta terreno	contributo triangolare			20	10.51	-0.483	-5.08
Urto su parapetto (applicata a 1.0 m piano viario)	(1.3 kN/m)				1.30	-1.400	-1.82
					11.81		-3.05

Solicitazioni di calcolo

N	T _B	T _L	M _B	M _L
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
29.1	11.8	0.0	3.05	0.0

Fondazione

nastriforme	sabbioso-ghiaioso
-------------	-------------------

Terreno

Parametri geotecnici

γ_{TOT}	c'	ϕ'	q'	h _w	γ'_{1}	γ'_{2B}	γ'_{2L}
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
20.0	0	32	0.0	5.00	10.0	20.0	20.0

Geometria

D	B	L	α	β	δ_B	δ_L
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
0.0	1.7	1.0	0.00	15.00	22.1	0.0

Eccentricità dei carichi

e _B	e _L	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]
0.10	0.00	1.49	1.00	1.49

Coefficienti di capacità portante

N _γ	N _q	N _c
[-]	[-]	[-]
30.21	23.18	35.49

Verifica capacità portante

	q _{LIM}	R _{dn}	R _{dn} /N	
	[kPa]	[kN]	[-]	
Direz. B	78	117	4.0	OK
Direz. L	418	623	21.4	OK

Fattori correttivi

		Direz. B	Direz. L
Forma	s _γ	1.000	1.000
	s _q	1.000	1.000
	s _c	1.000	1.000
Inclinazione piano di posa	b _γ	1.000	1.000
	b _q	1.000	1.000
	b _c	1.000	1.000
Affondamento	d _γ	1.000	1.000
	d _q	1.000	1.000
	d _c	1.000	1.000
Inclinazione del carico	i _γ	0.188	1.000
	i _q	0.321	1.000
	i _c	0.291	1.000
Inclinazione del piano campagna	g _γ	0.928	0.928
	g _q	0.928	0.928
	g _c	0.925	0.925

La verifica a capacità portante del manufatto è soddisfatta.

5.2. Verifiche strutturali

Per la verifica dell'armatura si considera la sezione tipica a U del manufatto, di seguito schematizzata:

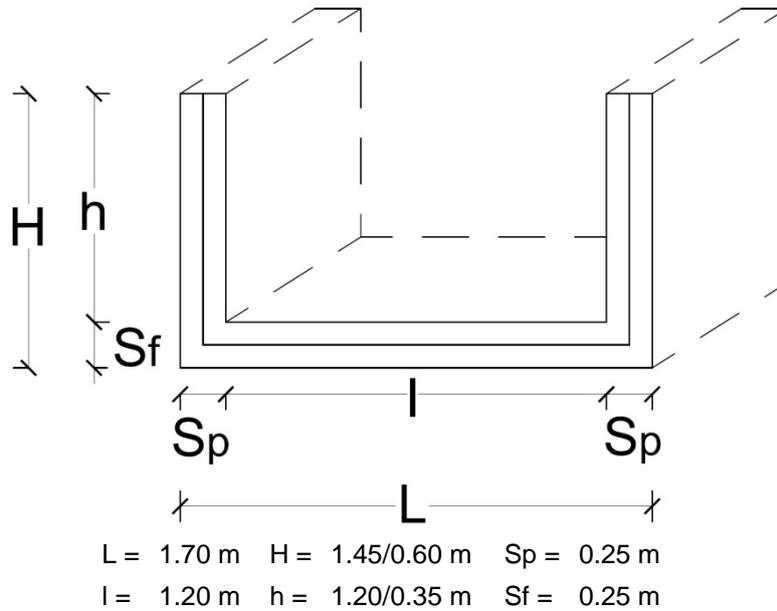


Figura 2 – Geometria manufatto a U

5.2.1. Analisi dei carichi

Peso proprio (q1)

Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Peso unitario pareti:	$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
Peso unitario fondazione:	$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
Totale peso struttura:	$G_1 = 25 \cdot (2 \cdot h \cdot Sp + (2 \cdot Sp + I) \cdot Sf) = 25.63 \text{ kN/m}$
Reazione terreno:	$G_1 / l_{media} = 17.67 \text{ kN/m}^2$

Spinta del terreno (q3)

La spinta del terreno è valutata come una pressione triangolare agente sul piedritto. La pressione massima si ha al piede del piedritto, il suo valore, riferito alla linea media della soletta di fondazione è pari a:

$$q_t = h_{media} \cdot \gamma_m \cdot K_0 = 1.325 \cdot 20 \cdot 0.50 = 13.25 \text{ kN/m}^2$$

si è considerato come rinfilanco del manufatto a U un terreno con angolo di attrito $\phi = 30^\circ$.

Carico variabile verticale (q1)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-009_A00 Tratta 3 Camminamento pedonale - Relazione di calcolo		Foglio 15 di 16

Si considera cautelativamente un carico distribuito di 10 kPa applicato ad un lato della struttura, a favore di sicurezza. Tale carico comporta una pressione uniforme sul piedritto di intensità pari a:

$$q_1 = 10 \cdot K_0 = 10 \cdot 0.50 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2. Calcolo delle azioni interne

Le azioni interne nei piedritti e nella soletta di fondazione sono calcolate ipotizzando il piedritto come elemento trave incastrato alla base e la fondazione come elemento trave vincolato alle due estremità; per le verifiche si considera un'altezza del piedritto pari a 1.20 m.

carico	sezione base piedritto			sezione incastro fondazione		
	M kNm/m	T kN/m	N kN/m	M kNm/m	T kN/m	N kN/m
<i>g1</i>	0.00	0.00	7.50	0.00	8.28	0.00
<i>g3</i>	3.88	8.78	0.00	3.88	0.00	8.78
<i>q1</i>	4.39	6.63	0.00	4.39	0.00	6.63

Le azioni sollecitanti di verifica sono:

	sezione base piedritto			sezione incastro fondazione		
	M kNm/m	T kN/m	N kN/m	M kNm/m	T kN/m	N kN/m
T.A.	8.27	15.48	7.50	8.27	8.28	-

5.2.3. Verifiche

I piedritti sono armati con un'armatura verticale al lembo esterno e interno costituita da $\phi 10/20$ e in direzione orizzontale con $\phi 10/20$, nei piedritti si dispongono spilli $\phi 8$ disposti a maglia 40×40 cm.

La soletta di fondazione è armata con un'armatura trasversale al lembo inferiore e superiore costituita da $\phi 10/20$ e in direzione orizzontale con $\phi 10/20$.

Negli elementi strutturali il copriferro netto delle armature trasversali è di 50 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura longitudinale costituita da $\phi 10$).

Momento massimo	M =	8.27	kNm
Taglio massimo	T =	15.48	kN
Verifiche di resistenza			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	4.38	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	16341	cm ⁴
tensione cls	$\sigma_c =$	2.21	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-114.8	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		MPa

Verifica a fessurazione

tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	2.21	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	114.8	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fck} =$	23.98	kNm
momento di apertura fessure	$M_{fctm} =$	28.54	kNm
tensione acciaio per M_{fctm}	$\sigma_{sr} =$	396.3	MPa
		$M_{cr} > M$	mm

Verifica a taglio

massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.09	MPa
--------------------------	----------------	------	-----

La sezione è verificata, non si ha apertura di fessure e non è necessaria apposita armatura a taglio.