

PROVINCIA DI PADOVA

STRADA PROVINCIALE n.10 "DESMAN" AMMODERNAMENTO CON RETTIFICHE NEL TRATTO COMPRESO TRA LA ZONA INDUSTRIALE DI CURTAROLO E L'INCROCIO DI MARSANGO 2° LOTTO

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO STRUTTURALE RELAZIONE TECNICA

SVILUPPO E REDAZIONE DEL PROGETTO

**IDRO
ESSE**
INGEGNERIA

IDROESSE INGEGNERIA s.r.l.
Galleria Spagna, 10
35127 PADOVA - ITALY
Tel. 049/8064111 - Fax 049/8064100

Società con Sistema Qualità
Certificato secondo UNI EN ISO 9001

PROGETTISTA

Ing. Marco CESCHI



COLLABORATORE

Ing. Luciano SIVIERO

CALCOLATO

F. VENDRAME

DATA:

GIUGNO 2004

DISEGNATO

F. VENDRAME

SIGLA:

ACSF082E.020\D

APPROVATO

M. CESCHI

ALLEGATO N.

4.1

AUTORIZZATO

M. CESCHI



PROVINCIA DI PADOVA

STRADA PROVINCIALE N.10 "DESMAN"
AMMODERNAMENTO CON RETTIFICHE NEL TRATTO COMPRESO TRA
LA ZONA INDUSTRIALE DI CURTAROLO E L'INCROCIO DI MARSANGO
- 2° Lotto -

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO STRUTTURALE RELAZIONE TECNICA

INDICE

1. PREMESSE.....	3
2. SOTTOPASSO DI VIA S. ANDREA.....	4
2.1 NORMATIVA.....	5
2.2 MATERIALI.....	6
2.2.1 Calcestruzzo.....	6
2.2.2 Acciaio per cemento armato.....	7
2.2.3 Acciaio per c.a.p.....	7
2.3 PROGETTO E VERIFICA SOTTOPASSO.....	8
2.3.1 Analisi dei carichi.....	8
2.3.2 Verifiche.....	11
2.4 PROGETTO E VERIFICA RAMPE D'ACCESSO.....	12
2.4.1 Rampa Tipo 1.....	12
2.4.2 Rampa Tipo 2.....	15
2.4.3 Rampa Tipo 3.....	16
2.4.4 Rampa Tipo 4.....	18
3. SOTTOPASSO DI VIA IV NOVEMBRE.....	19
3.1 NORMATIVA.....	19
3.2 MATERIALI.....	20
3.2.1 Calcestruzzo.....	20
3.2.2 Acciaio per cemento armato.....	21
3.2.3 Acciaio per c.a.p.....	21
3.3 PROGETTO E VERIFICA SOTTOPASSO.....	22
3.3.1 Analisi dei carichi.....	22

3.3.2	Verifiche.....	25
3.4	PROGETTO E VERIFICA RAMPE D'ACCESSO.....	26
3.4.1	Rampa Tipo 1.....	26
3.4.2	Rampa Tipo 2.....	29
4.	ATTRAVERSAMENTO SCOLO PIOVETTA.....	32
5.	ATTRAVERSAMENTO SCOLO RIALE.....	35
	ALLEGATO 1.....	37
	ALLEGATO 2.....	38

1. PREMESSE

La presente Relazione di calcolo fornisce il calcolo delle principali opere d'arte previste per la realizzazione lavori di **ammodernamento con rettifica della S.P. 10 "Desman"** nel tratto compreso tra la la **Zona Industriale di Curtarolo** e lo **svincolo di Marsango (Campo S. Martino)**, in seguito denominato **2° lotto**, per un tratto stradale in nuova sede dello sviluppo di circa 1,7 km..

Le principali opere d'arte analizzate sono:

- Alla prog. km. 0+381 dell'asse principale di progetto, il **sottopasso** con cui la viabilità comunale di **Via S. Andrea** interseca la strada di progetto;
- Alla prog. km. 0+818 dell'asse principale di progetto, il **sottopasso** con cui la viabilità comunale di **Via IV Novembre** interseca la strada di progetto.

Opere d'arte minori sono:

- Attraversamento dello **scolo Piovetta** (prog. Km. 0+250 dell'asse principale di progetto);
- Attraversamento dello **scolo Riale** (prog. Km. 0+250 dell'asse principale di progetto).

2. SOTTOPASSO DI VIA S. ANDREA

Nell'ambito dei lavori per l'ammodernamento della S.P. 10 "Desman" è prevista la realizzazione di un sottopasso in corrispondenza di via *S.Andrea*.

Il manufatto di attraversamento viene realizzato mediante una struttura scatolare in c.a. interrata avente soletta di fondo e piedritti gettati in opera e impalcato realizzato da travi in c.a.p prefabbricate e rese solidali alla struttura mediante soletta in c.a. costruita in corso d'opera. Lo spessore del solettone di fondazione è pari a 0.90m, invece i piedritti hanno spessore pari a 0.70m. Sono previsti due impalcati separati: uno, in corrispondenza della sede stradale, realizzato con 14 travi in c.a.p, l'altro, in corrispondenza della pista ciclabile, realizzato con 3 travi in c.a.p; le travi hanno dimensioni 0.70x0.40m e vengono solidarizzate mediante soletta in c.a. di spessore 0.20m. La struttura è dotata di un cunicolo sottoservizi, utilizzato come marciapiede ciclo-pedonale.

Gli attraversamenti vengono completati da rampe d'accesso realizzate da strutture a catino in prossimità del collegamento con il sottopasso e muri di contenimento di altezza variabile nella parte d'estremità delle rampe. Sono previsti quattro tipi di conci; il *concio "tipo 1"*, adiacente alla struttura scatolare, ha una soletta di fondazione di 1.10m di spessore e piedritti di spessore pari a 0.70m fino ad un'altezza di 3.00m dallo spiccato di fondazione e di spessore pari a 0.40m in sommità. Lo spessore della fondazione è dovuto essenzialmente alla necessità di impedire, in completa assenza dei carichi accidentali, il galleggiamento della struttura che è soggetta ad una sottospinta molto elevata. Tale spessore potrebbe essere ridotto rendendo solidale la fondazione del concio a quella dello scatolare, quindi sfruttando parte del peso proprio dell'impalcato. Il *concio "tipo 2"* ha una soletta di fondazione di 0.80m di spessore e piedritti di spessore pari a 0.70m fino ad un'altezza di 2.50m dallo spiccato di fondazione e di spessore pari a 0.40m in sommità. Il *concio "tipo 3"* ha una soletta di fondazione di 0.60m di spessore e piedritti di spessore pari a 0.60m fino ad un'altezza di 2.00m dallo spiccato di fondazione e di spessore pari a 0.40m in sommità. Il *concio "tipo 4"* ha una soletta di fondazione di 0.40m di spessore e piedritti di spessore costante pari a 0.40m.

Il calcolo dei vari elementi della struttura si esegue con l'ausilio di programmi di calcolo automatico, nel rispetto dei principi della Scienza delle Costruzioni e delle normative dello Stato Italiano.

Si utilizza il metodo di calcolo delle "Tensioni ammissibili".

2.1 Normativa

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative secondo il metodo delle tensioni ammissibili:

- D.M. LL.PP. 4 Maggio 1990 (G.U. 29-01-1991, n. 24)
"Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 (Suppl. Ord. alla G.U. 5-2-1996, n. 29)
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 (Suppl. Ord. alla G.U. 5-02-1996, n. 29)
"Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- D.M. 11 Marzo 1988
"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

2.2 Materiali

2.2.1 Calcestruzzo

• Per strutture in c.a. rampe, soletta di fondo e piedritti scatolare si utilizza calcestruzzo di classe:

- $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$

Tensioni ammissibili di calcolo:

- normale di compressione: $60+(300-150)/4 = 97.50 \text{ daN/cm}^2$
- tangenziale τ_{c0} $4+(300-150)/75 = 6.00 \text{ daN/cm}^2$
- tangenziale da taglio massima $14+(300-150)/35 = 18.29 \text{ daN/cm}^2$

• Per strutture in c.a. getto integrativo soletta di copertura scatolare si utilizza calcestruzzo di classe:

- $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$

Tensioni ammissibili di calcolo:

- normale di compressione: $60+(350-150)/4 = 110 \text{ daN/cm}^2$
- tangenziale τ_{c0} $4+(350-150)/75 = 6.67 \text{ daN/cm}^2$
- tangenziale da taglio massima $14+(350-150)/35 = 19.71 \text{ daN/cm}^2$

Conglomerato cementizio per strutture in c.a.p.:

Fase iniziale

- Resistenza caratteristica: $R_{ck} \geq 400 \text{ daN/cm}^2$

- Tensione di compressione ammissibile per strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_c = 0.48 \times 400 = 192 \text{ daN/cm}^2$$

- Tensione di trazione ammissibile per strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_{ct} = 0.08 \times 400 = -32 \text{ daN/cm}^2$$

In esercizio

- Resistenza caratteristica: $R_{ck} \geq 550 \text{ daN/cm}^2$

- Tensione di compressione ammissibile per strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_c = 0.38 \times 550 = 209 \text{ daN/cm}^2$$

- Tensione di trazione ammissibile per strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_{ct} = 0.06 \times 550 = -33 \text{ daN/cm}^2$$

2.2.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature si impiega acciaio del tipo Fe B 44 k controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

f_{yk}	= 4'400	daN/cm ²	(tensione caratteristica di snervamento)
f_{tk}	= 5'500	daN/cm ²	(tensione caratteristica di rottura)
σ_{amm}	= 2'600	daN/cm ²	(tensione ammissibile)

2.2.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio per trefoli stabilizzato:

f_{ptk}	≥ 19000	daN/cm ²	(tensione caratteristica di rottura)
f_{ptk}	≥ 17000	daN/cm ²	(tensione caratteristica all'1% di deformazione)
σ_{spi}	= 14400	daN/cm ²	(tensione iniziale alla tesatura)
σ_{sp}	= 10800	daN/cm ²	(tensione iniziale in esercizio)

2.3 PROGETTO E VERIFICA SOTTOPASSO

2.3.1 Analisi dei carichi

Le azioni sono calcolate per una sezione trasversale retta dello scatolare, di profondità unitaria.

2.3.1.1 Carichi permanenti

Pesi propri strutturali:

Peso specifico struttura		γ_{cls}	=	2500 daN/m ³
Soletta di fondazione	1.0 · 0.9 · 2500		=	2250 daN/m
Piedritti	1.0 · 0.70 · 2500		=	1750 daN/m
Soletta d'impalcato	(0.4 + 0.2) · 1.0 · 2500		=	1500 daN/m

Sovraccarichi permanenti:

Peso specifico manto di copertura		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta d' impalcato	0.30 · 2000 · 1.0		=	600 daN/m
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.20 · 2000 · 1.0		=	400 daN/m
Sovraccarico permanente sulla pista ciclabile	0.10 · 2000 · 1.0		=	200 daN/m

2.3.1.2 Carichi accidentali

Spinta del sovraccarico sui piedritti:

$$q=2.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sovr} = q \cdot h \cdot K_a = 2 \cdot 1 \cdot 0.33 = 0.66 \text{ t/m}$$

Sovraccarico accidentale sulla pista ciclabile:

$$q=2.0 \text{ t/m}^2$$

Carichi mobili:

Si prende in considerazione un mezzo convenzionale da 60t a 3 assi da 20t ciascuno (q_{1a}) e al di fuori dell'ingombro di questo, uno o più tratti di carico $q_{1,b}$ (carico ripartito da 3 t/m)

L'entità dei carichi mobili si maggiora per tenere conto degli effetti dinamici;

l'incremento q_2 è pari a:

$$q_2 = (\varnothing - 1) \cdot q_1$$

dove \varnothing rappresenta il coefficiente dinamico ed è dato da:

$$\varnothing = 1,4 - (L-10)/150$$

Nel caso in esame:

$$\varnothing = 1,38$$

Sono state considerate 3 posizioni del carico mobile:

1. in mezzeria della luce , per ottenere il massimo momento positivo sulla soletta d'impalcato;
2. in corrispondenza di un piedritto, per ottenere il massimo sforzo di taglio sulla soletta d'impalcato ed il massimo sforzo normale sul piedritto;
3. sul rilevato con intensità pari a 2000 daN/m^2 , sovraccarico sul rilevato terroso a tergo dei piedritti, per determinare le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agenti.

2.3.1.3 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento si considera agente a livello della superficie stradale; il valore attribuitogli è pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20% del totale del carico $q_{1,a}$ che interessa la struttura.

$$q_{fr1} = 60/10 = 6 \text{ t}$$

agente su una larghezza di 3.50m.

$$q_{fr2} = 20\%(60 \cdot 1.50) = 18 \text{ t}$$

agente su una larghezza di $3.50 \cdot 2 = 7.00\text{m}$.

2.3.1.4 Spinta del terreno

Per le sollecitazioni di spinta del terreno si adottano i seguenti parametri geotecnici desunti dalla relazione geognostica di progetto.

- Peso specifico del materiale per la formazione del rilevato asciutto: $\gamma_t = 1900 \text{ daN/m}^3$
- Peso specifico del materiale per la formaz. del rilevato immerso: $\gamma_{sat} = 2000 \text{ daN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0.33$

Il calcolo delle spinte dei rilevati sui piedritti viene eseguito mediante la teoria di Coulomb, la quale non tiene conto dell'attrito esistente fra terreno e muro di contenimento e si assume il terrapieno orizzontale.

2.3.1.5 Sottospinta idrostatica g_3

Per le sollecitazioni di sottospinta si considera il dislivello Δz fra il piano di falda e il piano medio della soletta di fondazione

$$S_{\text{idro.}} = \Delta z \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3$$

2.3.1.6 Carico termico ε_3

Si ipotizza che l'impalcato del sottopasso subisca nel corso dell'anno una variazione di temperatura uniforme sulla sezione pari a +/- 15 °C rispetto a quella iniziale di riferimento assunta pari allo zero termico, come contemplato al paragrafo 8 "Variazioni termiche" della Circ. Min. 4/7/1996 per strutture esposte in c.a.p.

2.3.1.7 Combinazioni di carico

Nel modello di calcolo, per distinguere i vari casi di carico tali da provocare le massime sollecitazioni, si sono considerate le seguenti condizioni di carico semplici:

- g_1 peso proprio struttura
- g_2 carichi permanenti portati
- g_3 altre azioni permanenti (spinta del terreno, spinta dell'acqua, sottospinta idrost.)
- ε_3 variazioni termiche
- accS1 carichi accidentali su soletta impalcato (in corrispondenza di un piedritto)
- accS2 carichi accidentali su soletta impalcato (in mezzzeria)
- accS3 carichi accidentali su rilevato ($q=2000 \text{ daN/m}^2$)
- accF1 carichi accidentali su soletta di fondazione ($q_{1a}+ q_{2a}$) e pista ciclabile
- q_3 frenamento

Le combinazioni di carico considerate sono:

- Combo 1 $g_1+ g_2+ g_3+\varepsilon_3+ \text{accS1}+ q_3$
- Combo 2 $g_1+ g_2+ g_3+\varepsilon_3+ \text{accS2}+ q_3$
- Combo 3 $g_1+ g_2+ g_3+\varepsilon_3+ \text{accS3}+ q_3$
- Combo 4 $g_1+ g_2+ g_3+\varepsilon_3+ \text{accS1}+ \text{accF1}+ q_3$
- Combo 5 $g_1+ g_2+ g_3+\varepsilon_3+ \text{accS2}+ \text{accF1}+ q_3$
- Combo 6 $g_1+ g_2+ g_3+\varepsilon_3+ \text{accS3}+ \text{accF1}+ q_3$

2.3.2 Verifiche

2.3.2.1 Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 1.

2.3.2.2 Verifica delle strutture

La struttura scatolare del sottopasso viene studiata con modello di telaio piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40 \text{ daN/cm}^2$.

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
MEZZ.	100	90	-31.00	-12.13	1 ϕ 22/20	1 ϕ 22/20	36	1734
INC.	100	90	+41.00	-12.13	1 ϕ 22/20	1 ϕ 22/20	48	2385
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	70	-39.00	-22.00	1 ϕ 20/10	1 ϕ 20/20	60	1769
<i>PISTA CICLABILE</i>								
SOLET.	100	25	-2.93	+0.07	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	52	2053
PIEDRIT.	100	30	-2.88	-1.573	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	36	1496

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	90	4	36.31	4.69
<i>PIEDRITTI</i>				
100	70	4	19.10	3.22
<i>PISTA CICLABILE</i>				
100	25	4	5.04	2.67

2.4 PROGETTO E VERIFICA RAMPE D'ACCESSO

2.4.1 Rampa Tipo 1

2.4.1.1 Analisi dei carichi

Le azioni sono calcolate per una sezione trasversale retta della struttura, di profondità unitaria.

Carichi permanenti

Pesi propri strutturali:

Peso specifico struttura		γ_{cis}	=	2500 daN/m ³
Soletta di fondazione	1.0 · 0.9 · 2500		=	2250 daN/m
Piedritti	1.0 · 0.70 · 2500		=	1750 daN/m

Sovraccarichi permanenti:

Peso specifico manto di copertura		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.20 · 2000 · 1.0		=	400 daN/m
Sovraccarico permanente sulla pista ciclabile	0.10 · 2000 · 1.0		=	200 daN/m

Carichi accidentali

Spinta del sovraccarico sui piedritti:

$$q=2.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sovr} = q \cdot h \cdot K_a = 2 \cdot 1 \cdot 0.33 = 0.66 \text{ t/m}$$

Sovraccarico accidentale sulla pista ciclabile:

$$q=2.0 \text{ t/m}^2$$

Carichi mobili:

Si prende in considerazione un mezzo convenzionale da 60t a 3 assi da 20t ciascuno (q_{1a}). L'entità dei carichi mobili si maggiore per tenere conto degli effetti dinamici; l'incremento q_2 è pari a:

$$q_2 = (\varnothing - 1) \times q_1$$

dove \varnothing rappresenta il coefficiente dinamico ed è dato da:

$$\varnothing = 1,4 - (L-10)/150$$

Spinta del terreno

Per le sollecitazioni di spinta del terreno si adottano i seguenti parametri geotecnici desunti dalla relazione geognostica di progetto.

- Peso specifico del materiale per la formazione del rilevato asciutto: $\gamma_t = 1900 \text{ daN/m}^3$
- Peso specifico del materiale per la formaz. del rilevato immerso: $\gamma_{\text{sat}} = 2000 \text{ daN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0.33$

Il calcolo delle spinte dei rilevati sui piedritti viene eseguito mediante la teoria di Coulomb, la quale non tiene conto dell'attrito esistente fra terreno e muro di contenimento e si assume il terrapieno orizzontale.

Sottospinta idrostatica g_3

Per le sollecitazioni di sottospinta si considera il dislivello Δz fra il piano di falda e il piano medio della soletta di fondazione

$$S_{\text{idro.}} = \Delta z \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3$$

2.4.1.2 Combinazioni di carico

Nel modello di calcolo, per distinguere i vari casi di carico tali da provocare le massime sollecitazioni, si sono considerate le seguenti condizioni di carico semplici:

g_1 peso proprio struttura

g_2 carichi permanenti portati

g_3 altre azioni permanenti (spinta del terreno, spinta dell'acqua, sottospinta idrost.)

accS3 carichi accidentali su rilevato ($q=2000 \text{ daN/m}^2$)

accF1 carichi accidentali su soletta di fondazione ($q_{1a} + q_{2a}$) e pista ciclabile

Le combinazioni di carico considerate sono:

Combo 1 $g_1 + g_2 + g_3 + \epsilon_3 + \text{accF1} + q_3$

Combo 2 $g_1 + g_2 + g_3 + \epsilon_3 + \text{accS3} + q_3$

Combo 3 $g_1 + g_2 + g_3 + \epsilon_3 + \text{accS3} + \text{accF1} + q_3$

2.4.1.3 Verifiche

La verifica globale al galleggiamento del concio "tipo1" è stata fatta considerando la quota media della base della struttura. Per le verifiche strutturali si è considerata invece la sezione del concio più profonda.

Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 1.

Verifica delle strutture

La struttura a U della rampa d'accesso viene studiata con modello piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40 \text{ daN/cm}^2$.

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
MEZZ.	100	110	-8.09	-13.63	1 ϕ 20/20	1 ϕ 20/20	7	161
INC.	100	110	+28.00	-13.63	1 ϕ 20/20	1 ϕ 20/20	26	1376
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	70	26.66	-7.84	1 ϕ 22/20	1 ϕ 20/20	48	2110
<i>PISTA CICLABILE</i>								
SOLET.	100	25	-3.00	-2.27	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	54	1947
PIEDR.	100	30	-3.00	-1.64	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	37	1557

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	110	4	11.76	1.23
<i>PIEDRITTI</i>				
100	70	4	17.03	2.49
<i>PISTA CICLABILE</i>				
100	25	4	4.98	2.63

Di seguito si riportano le verifiche delle rampe Tipo2, Tipo3 e Tipo4; non si riporta l'analisi dei carichi, per la quale si rimanda allo studio della rampa Tipo1.

2.4.2 Rampa Tipo 2

2.4.2.1 Verifiche

La verifica globale al galleggiamento del concio "tipo2" è stata fatta considerando la quota media della base della struttura. Per le verifiche strutturali si è considerata invece la sezione del concio più profonda.

Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 1.

Verifica delle strutture

La struttura a U della rampa d'accesso viene studiata con modello piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40 \text{ daN/cm}^2$.

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
MEZZ.	100	80	-7.82	-9.82	1 ϕ 18/20	1 ϕ 18/20	14	525
INC.	100	80	+18.51	-9.82	1 ϕ 18/20	1 ϕ 18/20	32	1675
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	70	13.00	-6.08	1 ϕ 18/20	1 ϕ 18/20	28	1432
<i>PISTA CICLABILE</i>								
SOLET.	100	25	-2.30	-1.64	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	41	1499
PIEDR.	100	30	-2.30	-1.59	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	28	1174

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	80	4	9.75	1.42
<i>PIEDRITTI</i>				
100	70	4	10.54	1.77
<i>PISTA CICLABILE</i>				
100	25	4	4.57	2.42

2.4.3 Rampa Tipo 3

2.4.3.1 Verifiche

La verifica globale al galleggiamento del concio "tipo3" è stata fatta considerando la quota media della base della struttura. Per le verifiche strutturali si è considerata invece la sezione del concio più profonda.

Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 1.

Verifica delle strutture

La struttura a U della rampa d'accesso viene studiata con modello piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40$ daN/cm².

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
MEZZ.	100	60	-5.18	-5.62	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	16	725
INC.	100	60	+10.36	-5.62	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	32	1704
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	60	6.54	-4.15	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	20	1048

PISTA CICLABILE								
SOLET.	100	25	-2.27	-1.47	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	41	1489
PIEDR.	100	30	-2.07	-1.42	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	26	1057

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	60	4	8.51	1.69
<i>PIEDRITTI</i>				
100	60	4	6.18	1.23
<i>PISTA CICLABILE</i>				
100	25	4	4.51	2.39

2.4.4 Rampa Tipo 4

2.4.4.1 Verifiche

La verifica globale al galleggiamento del concio "tipo4" è stata fatta considerando la quota media della base della struttura. Per le verifiche strutturali si è considerata invece la sezione del concio più profonda.

Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 1.

Verifica delle strutture

La struttura a U della rampa d'accesso viene studiata con modello piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40 \text{ daN/cm}^2$.

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
INC.	100	40	5.43	-1.20	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	35	1592
MEZZ.	100	40	-2.30	-1.20	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	15	641
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	40	1.78	-2.94	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	11	403
<i>PISTA CICLABILE</i>								
SOLET.	100	25	-2.71	+0.87	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	48	1952
PIEDR.	100	30	-2.71	-1.78	1 ϕ 14/20	1 ϕ 14/20	34	1389

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	40	4	7.33	2.26
<i>PIEDRITTI</i>				
100	40	4	2.26	0.70
<i>PISTA CICLABILE</i>				
100	25	4	5.02	2.66

3. SOTTOPASSO DI VIA IV NOVEMBRE

Nell'ambito dei lavori per l'ammodernamento della S.P. 10 "Desman" è prevista la realizzazione di un sottopasso in corrispondenza di via *IV Novembre*.

Il manufatto di attraversamento viene realizzato mediante una struttura scatolare in c.a. interrata avente soletta di fondo e piedritti gettati in opera e impalcato realizzato da travi in c.a.p prefabbricate e rese solidali alla struttura mediante soletta in c.a. costruita in corso d'opera. Lo spessore del solettone di fondazione è pari a 0.90m, invece i piedritti hanno spessore pari a 0.70m. L'impalcato è realizzato con 21 travi in c.a.p aventi dimensioni 0.70x0.40m, solidarizzate con soletta in c.a. di spessore 0.20m.

Gli attraversamenti vengono completati da rampe d'accesso realizzate da strutture a catino in prossimità del collegamento con il sottopasso e muri di contenimento di altezza variabile nella parte d'estremità delle rampe. Sono previsti due tipi di conci; il *concio "tipo 1"*, adiacente alla struttura scatolare, ha una soletta di fondazione di 0.70m di spessore e piedritti di spessore pari a 0.70m fino ad un'altezza di 2.00m dallo spiccato di fondazione e di spessore pari a 0.40m in sommità. Il *concio "tipo 2"* invece ha una soletta di fondazione di 0.50m di spessore e piedritti di spessore costante pari a 0.40m.

Il calcolo dei vari elementi della struttura si esegue con l'ausilio di programmi di calcolo automatico, nel rispetto dei principi della Scienza delle Costruzioni e delle normative dello Stato Italiano.

Si utilizza il metodo di calcolo delle "Tensioni ammissibili".

3.1 Normativa

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative secondo il metodo delle tensioni ammissibili:

- D.M. LL.PP. 4 Maggio 1990 (G.U. 29-01-1991, n. 24)
"Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 (Suppl. Ord. alla G.U. 5-2-1996, n. 29)
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 (Suppl. Ord. alla G.U. 5-02-1996, n. 29)
"Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- D.M. 11 Marzo 1988
"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

3.2 Materiali

3.2.1 Calcestruzzo

• Per strutture in c.a. rampe, soletta di fondo e piedritti scatolare si utilizza calcestruzzo di classe:

- $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$

Tensioni ammissibili di calcolo:

- - normale di compressione: $60 + (300 - 150) / 4 = 97.50 \text{ daN/cm}^2$
- - tangenziale τ_{c0}
daN/cm² $4 + (300 - 150) / 75 = 6.00$
- - tangenziale da taglio massima
daN/cm² $14 + (300 - 150) / 35 = 18.29$
-

• Per strutture in c.a. getto integrativo soletta di copertura scatolare si utilizza calcestruzzo di classe:

- $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$

Tensioni ammissibili di calcolo:

- - normale di compressione: $60 + (350 - 150) / 4 = 110 \text{ daN/cm}^2$
- - tangenziale τ_{c0}
daN/cm² $4 + (350 - 150) / 75 = 6.67$
- - tangenziale da taglio massima
daN/cm² $14 + (350 - 150) / 35 = 19.71$

Conglomerato cementizio per strutture in c.a.p.:

Fase iniziale

- Resistenza caratteristica: $R_{ck} \geq 400 \text{ daN/cm}^2$

- Tensione di compressione ammissibile per

strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_c = 0.48 \times 400 = 192 \text{ daN/cm}^2$$

- Tensione di trazione ammissibile per

strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_{ct} = 0.08 \times 400 = -32 \text{ daN/cm}^2$$

In esercizio

- Resistenza caratteristica: $R_{ck} \geq 550 \text{ daN/cm}^2$

- Tensione di compressione ammissibile per

strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_c = 0.38 \times 550 = 209 \text{ daN/cm}^2$$

- Tensione di trazione ammissibile per

strutture pressoinflesse nella fase iniziale

$$\sigma_{ci} = 0.06 \times 550 = -33 \text{ daN/cm}^2$$

3.2.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature si impiega acciaio del tipo Fe B 44 k controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

f_{yk}	= 4'400	daN/cm ²	(tensione caratteristica di snervamento)
f_{tk}	= 5'500	daN/cm ²	(tensione caratteristica di rottura)
σ_{amm}	= 2'600	daN/cm ²	(tensione ammissibile)

3.2.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio per trefoli stabilizzato:

f_{ptk}	≥ 19000	daN/cm ²	(tensione caratteristica di rottura)
f_{ptk}	≥ 17000	daN/cm ²	(tensione caratteristica all'1% di deformazione)
σ_{spi}	= 14400	daN/cm ²	(tensione iniziale alla tesatura)
σ_{sp}	= 10800	daN/cm ²	(tensione iniziale in esercizio)

3.3 PROGETTO E VERIFICA SOTTOPASSO

3.3.1 *Analisi dei carichi*

Le azioni sono calcolate per una sezione trasversale retta dello scatolare, di profondità unitaria.

3.3.1.1 Carichi permanenti

Pesi propri strutturali:

Peso specifico struttura		γ_{cis}	=	2500 daN/m ³
Soletta di fondazione	1.0 · 0.9 · 2500		=	2250 daN/m
Piedritti	1.0 · 0.7 · 2500		=	1750 daN/m
Soletta d'impalcato	(0.4 + 0.2) · 1.0 · 2500		=	1500 daN/m

Sovraccarichi permanenti:

Peso specifico manto di copertura		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta d' impalcato	0.15 · 2000 · 1.0		=	300 daN/m
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.15 · 2000 · 1.0		=	300 daN/m
Peso specifico cls marciapiedi		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.20 · 2000 · 1.0		=	400 daN/m

3.3.1.2 Carichi accidentali

Spinta del sovraccarico sui piedritti:

$$q=2.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sovr} = q \cdot h \cdot K_a = 2 \cdot 1 \cdot 0.33 = 0.66 \text{ t/m}$$

Carichi mobili:

Si prende in considerazione un mezzo convenzionale da 60t a 3 assi da 20t ciascuno (q_{1a}) e al di fuori dell'ingombro di questo, uno o più tratti di carico $q_{1,b}$ (carico ripartito da 3 t/m) Sui marciapiedi si considera il carico $q_{1,e}$ uniformemente ripartito pari a 400 daN/m.

L'entità dei carichi mobili si maggiaora per tenere conto degli effetti dinamici;

l'incremento q_2 è pari a:

$$q_2 = (\varnothing - 1) \times q_1$$

dove \varnothing rappresenta il coefficiente dinamico ed è dato da:

$$\varnothing = 1,4 - (L-10)/150$$

Nel caso in esame:

$$\varnothing = 1.4 \text{ essendo } L < 10\text{m}$$

Sono state considerate 3 posizioni del carico mobile:

1. in mezzeria della luce , per ottenere il massimo momento positivo sulla soletta d'impalcato;
2. in corrispondenza di un piedritto, per ottenere il massimo sforzo di taglio sulla soletta d'impalcato ed il massimo sforzo normale sul piedritto;
3. sul rilevato con intensità pari a 2000 daN/m^2 , sovraccarico sul rilevato terroso a tergo dei piedritti, per determinare le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agenti.

3.3.1.3 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento si considera agente a livello della superficie stradale; il valore attribuitogli è pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20% del totale del carico $q_{1,a}$ che interessa la struttura.

$$q_{fr1} = 60/10 = 6 \text{ t}$$

agente su una larghezza di 3.50m.

$$q_{fr2} = 20\%(60 \cdot 1.85) = 22.2 \text{ t}$$

agente su una larghezza di $3.50 \cdot 3 = 10.50\text{m}$.

3.3.1.4 Spinta del terreno

Per le sollecitazioni di spinta del terreno si adottano i seguenti parametri geotecnici desunti dalla relazione geognostica di progetto.

- Peso specifico del materiale per la formazione del rilevato asciutto: $\gamma_t = 1900 \text{ daN/m}^3$
- Peso specifico del materiale per la formaz.e del rilevato immerso: $\gamma_{sat} = 2000 \text{ daN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0.33$

Il calcolo delle spinte dei rilevati sui piedritti viene eseguito mediante la teoria di Coulomb, la quale non tiene conto dell'attrito esistente fra terreno e muro di contenimento e si assume il terrapieno orizzontale.

3.3.1.5 Sottospinta idrostatica g_3

Per le sollecitazioni di sottospinta si considera il dislivello Δz fra il piano di falda e il piano medio della soletta di fondazione

$$S_{idro.} = \Delta z \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3$$

3.3.1.6 Carico termico ε_3

Si ipotizza che l'impalcato del sottopasso subisca nel corso dell'anno una variazione di temperatura uniforme sulla sezione pari a +/- 15 °C rispetto a quella iniziale di riferimento assunta pari allo zero termico, come contemplato al paragrafo 8 "Variazioni termiche" della Circ. Min. 4/7/1996 per strutture esposte in c.a.p.

3.3.1.7 Combinazioni di carico

Nel modello di calcolo, per distinguere i vari casi di carico tali da provocare le massime sollecitazioni, si sono considerate le seguenti condizioni di carico semplici:

- g_1 peso proprio struttura
- g_2 carichi permanenti portati
- g_3 altre azioni permanenti (spinta del terreno, spinta dell'acqua, sottospinta idrost.)
- ε_3 variazioni termiche
- accS1 carichi accidentali su soletta impalcato (in corrispondenza di un piedritto)
- accS2 carichi accidentali su soletta impalcato (in mezzeria)
- accS3 carichi accidentali su rilevato ($q=2000 \text{ daN/m}^2$)
- accF1 carichi accidentali su soletta di fondazione ($q_{1a} + q_{2a}$)
- accF2 carichi accidentali su soletta di fondazione (q_{1e} sui marciapiedi)
- q_3 frenamento

Le combinazioni di carico considerate sono:

- Combo 1 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accS1} + q_3$
- Combo 2 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accS2} + q_3$
- Combo 3 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accS3} + q_3$
- Combo 4 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accS1} + \text{accF1} + \text{accF2} + q_3$
- Combo 5 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accS2} + \text{accF1} + \text{accF2} + q_3$
- Combo 6 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accS3} + \text{accF1} + \text{accF2} + q_3$

3.3.2 Verifiche

3.3.2.1 Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 2.

3.3.2.2 Verifica delle strutture

La struttura scatolare del sottopasso viene studiata con modello di telaio piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40 \text{ daN/cm}^2$.

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
MEZZ.	100	90	-27.34	-7.18	1 ϕ 20/20	1 ϕ 20/20	35	1937
INC.	100	90	+29.37	-7.18	1 ϕ 20/20	1 ϕ 20/20	37	2096
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	70	-27.52	--16.79	1 ϕ 20/10	1 ϕ 20/20	43	1231

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	90	4	30.72	3.97
<i>PIEDRITTI</i>				
100	70	4	13.48	2.27

3.4 PROGETTO E VERIFICA RAMPE D'ACCESSO

3.4.1 Rampa Tipo 1

3.4.1.1 Analisi dei carichi

Le azioni sono calcolate per una sezione trasversale retta dello scatolare, di profondità unitaria.

Carichi permanenti

Pesi propri strutturali:

Peso specifico struttura		γ_{cls}	=	2500 daN/m ³
Soletta di fondazione	1.0 · 0.70 · 2500		=	1750 daN/m
Piedritti	1.0 · 0.70 · 2500		=	1750 daN/m

Sovraccarichi permanenti:

Peso specifico manto di copertura		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.15 · 2000 · 1.0		=	300 daN/m
Peso specifico cls marciapiedi		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.20 · 2000 · 1.0		=	400 daN/m

Carichi accidentali

Spinta del sovraccarico sui piedritti:

$$q=2.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sovr}=q \cdot h \cdot K_a=2 \cdot 1 \cdot 0.33=0.66 \text{ t/m}$$

Carichi mobili:

Si prende in considerazione un mezzo convenzionale da 60t a 3 assi da 20t ciascuno (q_{1a}). Sui marciapiedi si considera il carico $q_{1,e}$ uniformemente ripartito pari a 400 daN/m.

L'entità dei carichi mobili si maggiora per tenere conto degli effetti dinamici; l'incremento q_2 è pari a:

$$q_2 = (\emptyset - 1) \times q_1$$

dove \emptyset rappresenta il coefficiente dinamico ed è dato da:

$$\emptyset = 1,4 - (L-10)/150$$

Spinta del terreno

Per le sollecitazioni di spinta del terreno si adottano i seguenti parametri geotecnici desunti dalla relazione geognostica di progetto.

- Peso specifico del materiale per la formazione del rilevato asciutto: $\gamma_t = 1900 \text{ daN/m}^3$
- Peso specifico del materiale per la formaz. del rilevato immerso: $\gamma_{\text{sat}} = 2000 \text{ daN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0.33$

Il calcolo delle spinte dei rilevati sui piedritti viene eseguito mediante la teoria di Coulomb, la quale non tiene conto dell'attrito esistente fra terreno e muro di contenimento e si assume il terrapieno orizzontale.

Sottospinta idrostatica g_3

Per le sollecitazioni di sottospinta si considera il dislivello Δz fra il piano di falda e il piano medio della soletta di fondazione

$$S_{\text{idro.}} = \Delta z \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3$$

3.4.1.2 Combinazioni di carico

Nel modello di calcolo, per distinguere i vari casi di carico tali da provocare le massime sollecitazioni, si sono considerate le seguenti condizioni di carico semplici:

- g_1 peso proprio struttura
- g_2 carichi permanenti portati
- g_3 altre azioni permanenti (spinta del terreno, spinta dell'acqua, sottospinta idrost.)
- accS3 carichi accidentali su rilevato ($q=2000 \text{ daN/m}^2$)
- accF1 carichi accidentali su soletta di fondazione ($q_{1a} + q_{2a}$)
- accF2 carichi accidentali su soletta di fondazione (q_{1e} sui marciapiedi)

Le combinazioni di carico considerate sono:

Combo 1 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accF1} + \text{accF2} + q_3$

Combo 2 $g_1 + g_2 + g_3 + \varepsilon_3 + \text{accS3} + \text{accF1} + \text{accF2} + q_3$

3.4.1.3 Verifiche

La verifica globale al galleggiamento del concio "tipo1" è stata fatta considerando la quota media della base della struttura. Per le verifiche strutturali si è considerata invece la sezione del concio più profonda.

Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 2.

Verifica delle strutture

La struttura a U della rampa d'accesso viene studiata con modello piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40 \text{ daN/cm}^2$.

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
MEZZ.	100	70	-2.30	-10.73	1 ϕ 18/20	1 ϕ 18/20	5	63
INC.	100	70	+22.71	-10.73	1 ϕ 18/20	1 ϕ 18/20	44	2038
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	70	+22.40	-7.49	1 ϕ 18/10	1 ϕ 18/20	37	1326

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	70	4	10.16	1.71
<i>PIEDRITTI</i>				
100	70	4	13.80	2.32

3.4.2 Rampa Tipo 2

3.4.2.1 Analisi dei carichi

Le azioni sono calcolate per una sezione trasversale retta dello scatolare, di profondità unitaria.

Carichi permanenti

Pesi propri strutturali:

Peso specifico struttura		γ_{cls}	=	2500 daN/m ³
Soletta di fondazione	1.0 · 0.50 · 2500		=	1250 daN/m
Piedritti	1.0 · 0.50 · 2500		=	1250 daN/m

Sovraccarichi permanenti:

Peso specifico manto di copertura		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.15 · 2000 · 1.0		=	300 daN/m
Peso specifico cls marciapiedi		γ_t	=	2000 daN/m ³
Sovraccarico permanente sulla soletta di fondazione	0.20 · 2000 · 1.0		=	400 daN/m

Carichi accidentali

Spinta del sovraccarico sui piedritti:

$$q=2.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sovr} = q \cdot h \cdot K_a = 2 \cdot 1 \cdot 0.33 = 0.66 \text{ t/m}$$

Carichi mobili:

Si prende in considerazione un mezzo convenzionale da 60t a 3 assi da 20t ciascuno (q_{1a}). Sui marciapiedi si considera il carico $q_{1,e}$ uniformemente ripartito pari a 400 daN/m.

L'entità dei carichi mobili si maggiora per tenere conto degli effetti dinamici; l'incremento q_2 è pari a:

$$q_2 = (\emptyset - 1) \times q_1$$

dove \emptyset rappresenta il coefficiente dinamico ed è dato da:

$$\emptyset = 1,4 - (L-10)/150$$

Nel caso in esame:

$$\varnothing = 1.4 \text{ essendo } L < 10\text{m}$$

Spinta del terreno

Per le sollecitazioni di spinta del terreno si adottano i seguenti parametri geotecnici desunti dalla relazione geognostica di progetto.

- Peso specifico del materiale per la formazione del rilevato asciutto: $\gamma_t = 1900 \text{ daN/m}^3$
- Peso specifico del materiale per la formaz. del rilevato immerso: $\gamma_{\text{sat}} = 2000 \text{ daN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0.33$

Il calcolo delle spinte dei rilevati sui piedritti viene eseguito mediante la teoria di Coulomb, la quale non tiene conto dell'attrito esistente fra terreno e muro di contenimento e si assume il terrapieno orizzontale.

Sottospinta idrostatica g_3

Per le sollecitazioni di sottospinta si considera il dislivello Δz fra il piano di falda e il piano medio della soletta di fondazione

$$S_{\text{idro.}} = \Delta z \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3$$

3.4.2.2 Combinazioni di carico

Nel modello di calcolo, per distinguere i vari casi di carico tali da provocare le massime sollecitazioni, si sono considerate le seguenti condizioni di carico semplici:

- g_1 peso proprio struttura
- g_2 carichi permanenti portati
- g_3 altre azioni permanenti (spinta del terreno, spinta dell'acqua, sottospinta idrost.)
- accS3 carichi accidentali su rilevato ($q=2000 \text{ daN/m}^2$)
- accF1 carichi accidentali su soletta di fondazione ($q_{1a} + q_{2a}$)
- accF2 carichi accidentali su soletta di fondazione (q_{1e} sui marciapiedi)

Le combinazioni di carico considerate sono:

Combo 1 $g_1 + g_2 + g_3 + \epsilon_3 + \text{accF1} + \text{accF2} + q_3$

Combo 2 $g_1 + g_2 + g_3 + \epsilon_3 + \text{accS3} + \text{accF1} + \text{accF2} + q_3$

3.4.2.3 Verifiche

La verifica globale al galleggiamento del concio "tipo2" è stata fatta considerando la quota media della base della struttura. Per le verifiche strutturali si è considerata invece la sezione del concio più profonda.

Verifica al galleggiamento

Vedi Allegato 2.

Verifica delle strutture

La struttura a U della rampa d'accesso viene studiata con modello piano rappresentante una sezione trasversale del manufatto. La trave di fondazione è considerata appoggiata su suolo elastico alla Winckler con $k=4.40 \text{ daN/cm}^2$.

Si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate.

Verifiche a pressoflessione

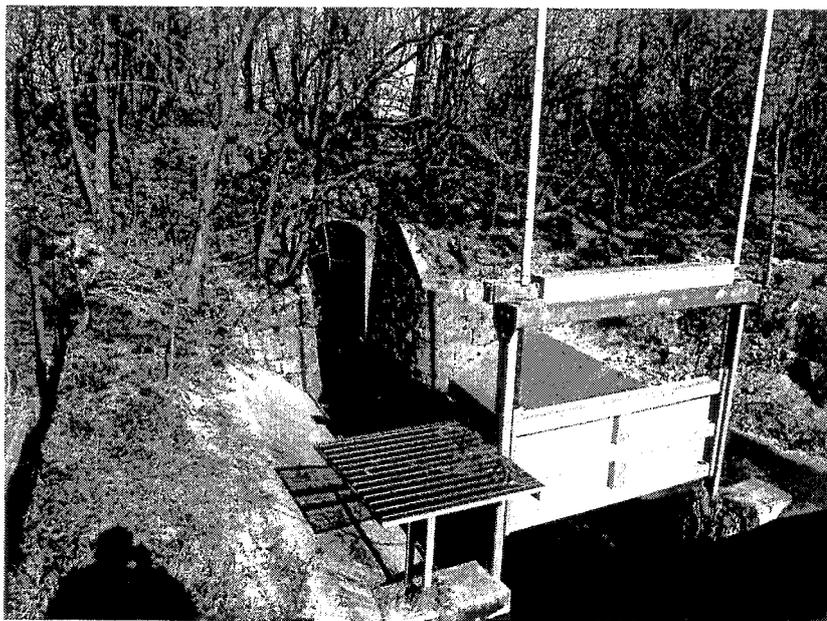
sez.	B (cm)	H (cm)	M (tm)	N (t)	A _{sup}	A _{inf}	σ_c (daN/cm ²)	σ_a (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>								
MEZZ.	100	50	+8.43	-2.84	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	32	1463
INC.	100	50	+16.50	-2.84	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	19	822
<i>PIEDRITTI</i>								
BASE	100	40	4.52	-3.32	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	28	1204

Verifiche a taglio

B (cm)	H (cm)	c (cm)	T (t)	τ (daN/cm ²)
<i>SOLETTA DI FONDAZIONE</i>				
100	50	4	7.26	1.75
<i>PIEDRITTI</i>				
100	40	4	4.60	1.42

4. ATTRAVERSAMENTO SCOLO PIOVETTA

Alla prog. Km 0+250 l'arteria principale di progetto attraversa lo Scolo Piovetta (Consorzio di Bonifica Sinistra Medio Brenta, di Mirano)



Scolo Piovetta

Manufatto di sostegno
a valle
dell'attraversamento
dell'Ostiglia



Scolo Piovetta

Manufatto di presa
della condotta irrigua
Telattin, a monte
dell'attraversamento
dell'Ostiglia

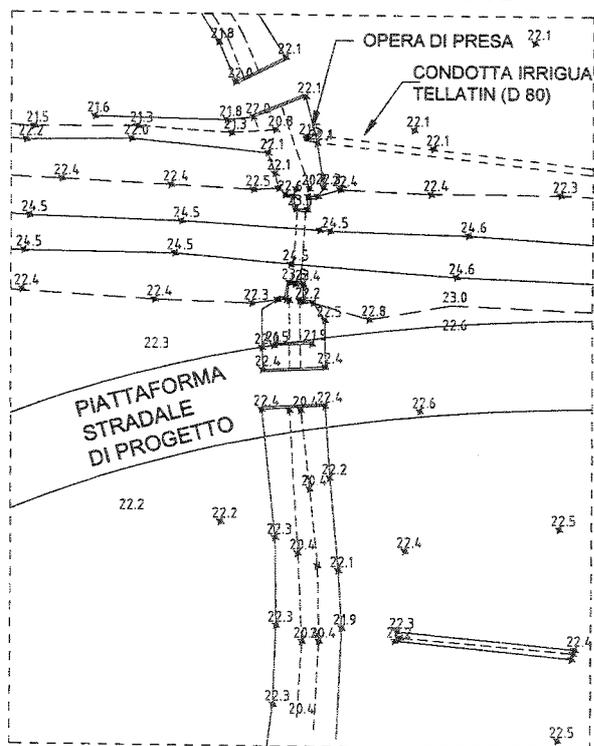
Le progressive urbanizzazioni di aree afferenti alla Piovetta hanno modificato l'originaria funzione del corpo idrico (canaletta irrigua), conferendo nuove ed importanti funzioni scolanti.

Molte sofferenze idrauliche che periodicamente vengono manifestate in aree drenanti verso la Piovetta, sono in buona parte imputabili alle oramai insufficienti capacità di deflusso del manufatto di attraversamento dell'Ostiglia. A valle dell'attraversamento è presente un'opera di sostegno (paratoia), realizzata al fine di rendere possibile la derivazione irrigua presente poco a monte dell'attraversamento dell'Ostiglia (condotta Tellatin).

SCOLO PIOVETTA - Zona attraversamento ex ferrovia Treviso - Ostiglia

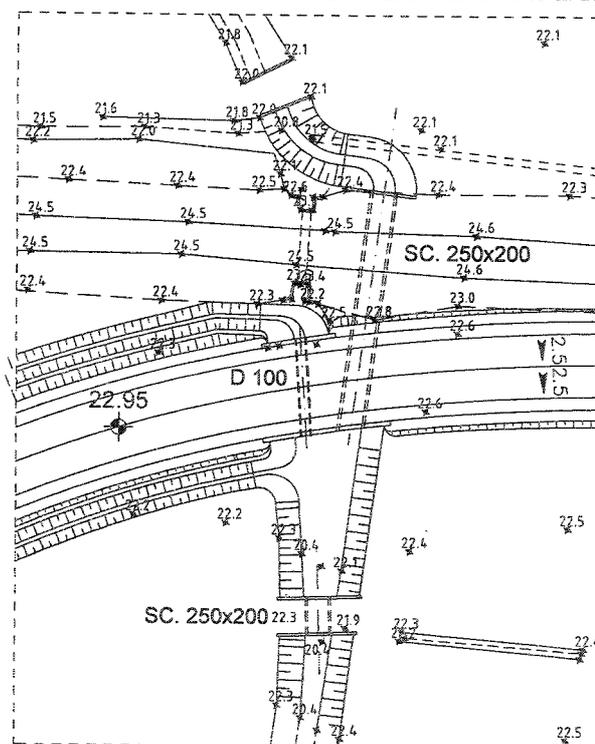
STATO DI FATTO

CON IMPRONTA VIABILITA' DI PROGETTO



STATO DI PROGETTO

CON INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA



Il progetto prevede la realizzazione di un insieme di opere finalizzato alla risoluzione dell'interferenza tra la viabilità di progetto e lo Scolo Piovetta, migliorando le attuali condizioni di funzionalità idraulica e garantendo l'accessibilità ai fondi. In sintesi sono previsti i seguenti interventi:

- a) Formazione di una canalizzazione a sezione di deflusso rettangolare di larghezza pari a 2.50m e altezza 2.00m, ad Est dell'attuale attraversamento dell'Ostiglia e per uno sviluppo di circa 30.85m, in modo da effettuare, con la stessa tratta, un nuovo attraversamento del rilevato dell'Ostiglia e

l'attraversamento del rilevato stradale di progetto. L'intervento comporta quanto segue:

- la prevista modalità di deviazione della Piovetta permette la conservazione dell'esistente ponticello di collegamento interpodereale a monte del punto di presa della condotta Tellatin;
 - l'attuale attraversamento dell'Ostiglia verrebbe mantenuto, anche nella funzione idraulica;
 - si prevede il rivestimento del tratto di canale compreso tra il ponticello e l'imbocco a monte dell'Ostiglia.
- b) Posa di un collettore circolare, **D120cm**, in corrispondenza dell'attraversamento dell'attuale alveo della Piovetta da parte dell'arteria di progetto, per uno sviluppo di circa 13.55m. L'intervento comporta quanto segue:
- lo smantellamento dell'esistente opera idraulica di sostegno;
 - la demolizione dell'esistente ponticello di collegamento interpodereale e la conseguente necessità di realizzazione di un nuovo attraversamento ad uso agricolo;
 - il mantenimento della funzionalità idraulica dell'attraversamento dell'Ostiglia;
 - il collegamento tra i fossi di guardia della nuova arteria.

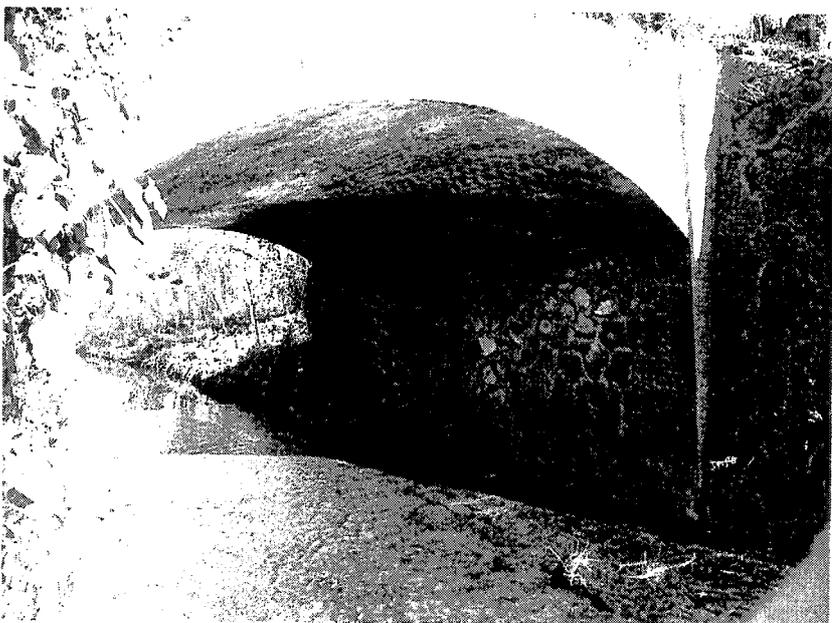
5. ATTRAVERSAMENTO SCOLO RIALE

Alla prog. Km 1+130 l'arteria principale di progetto attraversa lo Scolo Riale (Consorzio di Bonifica Sinistra Medio Brenta, di Mirano).

Con riferimento alla Del. C.R. n.56 del 14.11.2000¹, la *Roggia Riale* (n. 28229) risulta esse un *corso d'acqua escluso dal vincolo paesaggistico*.



Scolo Riale
Manufatto di
attraversamento
dell'Ostiglia
(*vista da valle*)



Scolo Riale
Manufatto di
attraversamento
dell'Ostiglia
(*particolare arco e
manufatti*)

¹ Determinazione dei corsi d'acqua da escludere dal vincolo paesaggistico. Provincia di Padova. Art. 146 del Decreto Legislativo 29.10.1999 n.490, Modifica al provvedimento del Consiglio Regionale 28.06.1994 n.940.

Il progetto prevede la realizzazione di un manufatto in c.a. che riproduce la forma della soletta ad arco dell'adiacente attraversamento dell'Ostiglia.

Il manufatto ha una luce netta interna di 4.80m ed una lunghezza di 11.50m. L'altezza in chiave di circa 2.90m. L'arco ha un raggio di curvatura di 4.30m. La quota di sistemazione del fondo è a +20.70m, la stessa quota dello scolo in corrispondenza del manufatto esistente lungo la Ostiglia. L'esistente salto di fondo, immediatamente a valle del manufatto, viene trasiato a valle del manufatto di progetto.

Per il miglior inserimento ambientale del nuovo manufatto e dei suoi muri d'ala è previsto il rivestimento in pietra della struttura in c.a. ed il rivestimento dell'arco con mattoni pieni.

ALLEGATO 1

SOTTOPASSO VIA S.ANDREA

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - Scatolare

$\gamma_{cls} = 2,50$ t/m³ peso specifico cls
 $\gamma_w = 1,00$ t/m³ peso specifico acqua

Peso soletta di fondazione

sp= 0,9 m
 L= 13,3 m
 P= 29,925 t/m

Peso travi

sp1= 0,7 m sp2= 0,5 m
 L1= 4,60 m L2= 0,00 m
 P= 16,10 t/m

Peso soletta insalciata (cisa travi c.a.p)

sp= 0,6 m
 L= 12,9 m
 P= 19,35 t/m

Peso pavim. in piano (pav. coltorel) insalciato

sp= 0,3 m
 L= 12,9 m
 $\gamma_{pav} = 2,00$ t/m³ peso specifico pavim.
 P= 7,74 t/m

Peso pavim. in zona soletta fondazione

sp= 0,2 m
 L= 8,5 m
 P= 3,40 t/m

Peso pavim. in zona soletta travi

sp= 0,1 m
 L= 3 m
 P= 0,60 t/m

Peso soletta

Soletta

sp= 0,25 m
 L= 3,00 m
 P= 1,88 t/m

Fiedritto

sp= 0,3 m
 H= 1,40 m
 P= 1,05 t/m

TOTALE CARICHI: 80,04 t

$Q_M = 19,51$ m s.l.m. quota media concio
 $Q_F = 22,20$ m s.l.m. quota falda
 $Q_2 = 18,41$ m s.l.m. quota base fondazione

Ld= 0,2 m larghezza denii laterali fondazione

$s_w = 3,79$ t/m² sottospinta idrostatica

SOTTOSPINTA IDR.: 48,89 t

coefficiente di sicurezza: **1,637** > 1,1

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - Rampa 1

$$\gamma_{cls} = \frac{2,50}{1} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico cls}$$

$$\gamma_w = \frac{1,00}{1} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico acqua}$$

Peso di fondazione

$$sp = \frac{1,1}{1} \text{ m}$$

$$L = \frac{13,3}{1} \text{ m}$$

$$P = 36,575 \text{ t/m}$$

Peso di soletta

$$sp1 = \frac{0,7}{1} \text{ m} \quad sp2 = \frac{0,4}{1} \text{ m}$$

$$L1 = \frac{3,00}{1} \text{ m} \quad L2 = \frac{1,30}{1} \text{ m}$$

$$P = 13,10 \text{ t/m}$$

Peso di soletta in traliccio (colonna/soletta)

$$sp = \frac{0,6}{1} \text{ m}$$

$$L = \frac{0}{1} \text{ m}$$

$$P = 0 \text{ t/m}$$

Peso di pavimentazione soletta impalcato

$$sp = \frac{0,3}{1} \text{ m}$$

$$L = \frac{0}{1} \text{ m}$$

$$\gamma_{pav} = \frac{2,00}{1} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico pavim.}$$

$$P = 0,00 \text{ t/m}$$

Peso di pavimentazione soletta fondazione

$$sp = \frac{0,2}{1} \text{ m}$$

$$L = \frac{8,5}{1} \text{ m}$$

$$P = 3,40 \text{ t/m}$$

Peso di soletta in traliccio

$$sp = \frac{0,1}{1} \text{ m}$$

$$L = \frac{3}{1} \text{ m}$$

$$P = 0,60 \text{ t/m}$$

Peso media ciclabile

Soletta

$$sp = \frac{0,25}{1} \text{ m}$$

$$L = \frac{3,00}{1} \text{ m}$$

$$P = 1,88 \text{ t/m}$$

Piedritto

$$sp = \frac{0,3}{1} \text{ m}$$

$$H = \frac{1,40}{1} \text{ m}$$

$$P = 1,05 \text{ t/m}$$

TOTALE CARICHI: 56,60 t

$$Q_w = \frac{19,63}{1} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota media concio}$$

$$Q_f = \frac{22,20}{1} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota falda}$$

$$Q_2 = 18,33 \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota base fondazione}$$

$$L_d = \frac{0,2}{1} \text{ m} \quad \text{larghezza denti laterali fondazione}$$

$$s_w = 3,875 \text{ t/m}^2 \quad \text{sottospinta idrostatica}$$

SOTTOSPINTA IDR.: 49,99 t**coefficiente di sicurezza: 1,132 > 1,1**

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - Rampa 2

$\gamma_{cls} = 2,50$ t/m³ peso specifico cls
 $\gamma_w = 1,00$ t/m³ peso specifico acqua

Peso soletta di fondazione

sp= 0,8 m
 L= 13,3 m
 P= 26,6 t/m

Peso soletta

sp1= 0,7 m sp2= 0,4 m
 L1= 2,50 m L2= 0,83 m
 P= 10,41 t/m

Peso soletta incastrata (cls + tam c.a.p)

sp= 0,6 m
 L= 0 m
 P= 0 t/m

Peso pavimentazione soletta incastrata

sp= 0,3 m
 L= 0 m
 $\gamma_{pav} = 2,00$ t/m³ peso specifico pavim.
 P= 0,00 t/m

Peso pavimentazione soletta fondazione

sp= 0,2 m
 L= 8,5 m
 P= 3,40 t/m

Peso soletta di fondazione

sp= 0,1 m
 L= 3 m
 P= 0,60 t/m

Peso piastra di battente

Soletta

sp= 0,25 m
 L= 3,00 m

P= 1,88 t/m

Piedritto

sp= 0,3 m
 H= 1,20 m

P= 0,90 t/m

TOTALE CARICHI: 43,79 t

$Q_M = 20,21$ m s.l.m. quota media concio
 $Q_F = 22,20$ m s.l.m. quota falda
 $Q_2 = 19,21$ m s.l.m. quota base fondazione

Ld= 0,2 m larghezza denti laterali fondazione

 $s_w = 2,99$ t/m² sottospinta idrostatica**SOTTOSPINTA IDR.: 38,57 t**coefficiente di sicurezza: **1,135** > 1,1

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - Rampa 3

$\gamma_{cls} = 2,50 \text{ t/m}^3$ peso specifico cls
 $\gamma_w = 1,00 \text{ t/m}^3$ peso specifico acqua

$sp = 0,6 \text{ m}$
 $L = 13,3 \text{ m}$
 $P = 19,95 \text{ t/m}$

$sp1 = 0,6 \text{ m}$ $sp2 = 0,4 \text{ m}$
 $L1 = 2,00 \text{ m}$ $L2 = 0,40 \text{ m}$
 $P = 6,80 \text{ t/m}$

$sp = 0,6 \text{ m}$
 $L = 0 \text{ m}$
 $P = 0 \text{ t/m}$

$sp = 0,3 \text{ m}$
 $L = 0 \text{ m}$
 $\gamma_{pav} = 2,00 \text{ t/m}^3$ peso specifico pavim.
 $P = 0,00 \text{ t/m}$

$sp = 0,2 \text{ m}$
 $L = 8,5 \text{ m}$
 $P = 3,40 \text{ t/m}$

$sp = 0,1 \text{ m}$
 $L = 3 \text{ m}$
 $P = 0,60 \text{ t/m}$

Soletta

$sp = 0,25 \text{ m}$
 $L = 3,00 \text{ m}$
 $P = 1,88 \text{ t/m}$

Piedritto

$sp = 0,3 \text{ m}$
 $H = 0,75 \text{ m}$
 $P = 0,56 \text{ t/m}$

TOTALE CARICHI: 33,19 t

$Q_M = 21,08 \text{ m s.l.m.}$ quota media concio
 $Q_F = 22,20 \text{ m s.l.m.}$ quota falda
 $Q_2 = 20,28 \text{ m s.l.m.}$ quota base fondazione
 $L_d = 0,2 \text{ m}$ larghezza denti laterali fondazione
 $s_w = 1,92 \text{ t/m}^2$ sottospinta idrostatica

SOTTOSPINTA IDR.: 24,77 tcoefficiente di sicurezza: **1,340** > 1,1

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - Rampa 4

$\gamma_{cis} = 2,50$ t/m³ peso specifico cis
 $\gamma_w = 1,00$ t/m³ peso specifico acqua

Peso soletta di fondazione

sp= 0,4 m
 L= 13,3 m
 P= 13,3 t/m

Peso pavim.

sp1= 0,4 m sp2= 0,5 m
 L1= 1,60 m L2= 0,00 m
 P= 3,20 t/m

Peso soletta impalcata (c/c trav. o.s.p.)

sp= 0,6 m
 L= 0 m
 P= 0 t/m

Peso pavimentazione alveolare (c/c trav.)

sp= 0,3 m
 L= 0 m
 $\gamma_{pav} = 2,00$ t/m³ peso specifico pavim.
 P= 0,00 t/m

Peso soletta impalcata (c/c soletta spuntata)

sp= 0,2 m
 L= 8,5 m
 P= 3,40 t/m

Peso soletta impalcata (c/c trav. o.s.p.)

sp= 0,1 m
 L= 3 m
 P= 0,60 t/m

Peso soletta impalcata

Soletta

sp= 0,25 m
 L= 3,00 m
 P= 1,88 t/m

Piedritto

sp= 0,3 m
 H= 0,40 m
 P= 0,30 t/m

TOTALE CARICHI: 22,68 t

$Q_M = 21,90$ m s.l.m. quota media concio
 $Q_F = 22,20$ m s.l.m. quota falda
 $Q_2 = 21,30$ m s.l.m. quota base fondazione

Ld= 0,2 m larghezza denti laterali fondazione

$s_w = 0,9$ t/m² sottospinta idrostatica

SOTTOSPINTA IDR.: 11,61 t

coefficiente di sicurezza: **1,953** > 1,1

ALLEGATO 2

SOTTOPASSO VIA IV NOVEMBRE**VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - Scatolare**

$$\gamma_{cls} = \frac{2,50}{1,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico cls}$$

$$\gamma_w = \frac{1,00}{1,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico acqua}$$

Peso soletta di fondazione

$$sp = \frac{0,9}{11,3} \text{ m}$$

$$L = \frac{11,3}{11,3} \text{ m}$$

$$P = 25,425 \text{ t/m}$$

Peso piedini

$$sp1 = \frac{0,7}{3,35} \text{ m} \quad sp2 = \frac{0,5}{0,00} \text{ m}$$

$$L1 = \frac{3,35}{3,35} \text{ m} \quad L2 = \frac{0,00}{0,00} \text{ m}$$

$$P = 11,73 \text{ t/m}$$

Peso soletta di fondazione (CLT)

$$sp = \frac{0,6}{10,9} \text{ m}$$

$$L = \frac{10,9}{10,9} \text{ m}$$

$$P = 16,35 \text{ t/m}$$

Peso soletta di fondazione (CLT)

$$sp = \frac{0,15}{10,9} \text{ m}$$

$$L = \frac{10,9}{10,9} \text{ m}$$

$$\gamma_{pav} = \frac{2,00}{2,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico pavim.}$$

$$P = 3,27 \text{ t/m}$$

Peso pavimentazione soletta fondazione

$$sp = \frac{0,15}{9,5} \text{ m}$$

$$L = \frac{9,5}{9,5} \text{ m}$$

$$P = 2,85 \text{ t/m}$$

Peso marciapiedi soletta fondazione

$$sp = \frac{0,2}{3,00} \text{ m}$$

$$L = \frac{3,00}{3,00} \text{ m}$$

$$\gamma_{pav} = \frac{2,00}{2,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico cem.}$$

$$P = 1,20 \text{ t/m}$$

TOTALE CARICHI: 60,82 t

$$Q_M = \frac{20,36}{20,36} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota media concio}$$

$$Q_F = \frac{22,25}{22,25} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota falda}$$

$$Q_2 = 19,31 \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota base fondazione}$$

$$L_d = \frac{0,2}{0,2} \text{ m} \quad \text{larghezza denti laterali fondazione}$$

$$s_w = 2,94 \text{ t/m}^2 \quad \text{sottospinta idrostatica}$$

SOTTOSPINTA IDR.: 32,05 t

coefficiente di sicurezza: 1,898 > 1,1

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - RAMPA Tipo 1

$$\gamma_{cls} = \boxed{2,50} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico cls}$$

$$\gamma_w = \boxed{1,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico acqua}$$

$$sp = \boxed{0,7} \text{ m}$$

$$L = \boxed{11,3} \text{ m}$$

$$P = 19,775 \text{ t/m}$$

$$sp1 = \boxed{0,7} \text{ m}$$

$$L1 = \boxed{2,00} \text{ m}$$

$$sp2 = \boxed{0,4} \text{ m}$$

$$L2 = \boxed{1,20} \text{ m}$$

$$P = 9,40 \text{ t/m}$$

$$sp = \boxed{0} \text{ m}$$

$$L = \boxed{10,9} \text{ m}$$

$$P = 0 \text{ t/m}$$

$$sp = \boxed{0} \text{ m}$$

$$L = \boxed{10,9} \text{ m}$$

$$\gamma_{pav} = \boxed{2,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico pavim.}$$

$$P = 0,00 \text{ t/m}$$

$$sp = \boxed{0,15} \text{ m}$$

$$L = \boxed{9,5} \text{ m}$$

$$P = 2,85 \text{ t/m}$$

$$sp = \boxed{0,2} \text{ m}$$

$$L = \boxed{3,00} \text{ m}$$

$$\gamma_{pav} = \boxed{2,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico cem.}$$

$$P = 1,20 \text{ t/m}$$

TOTALE CARICHI: **33,23 t**

$$Q_M = \boxed{20,75} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota media concio}$$

$$Q_F = \boxed{22,25} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota falda}$$

$$Q_2 = 19,90 \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota base fondazione}$$

$$L_d = \boxed{0,2} \text{ m} \quad \text{larghezza denti laterali fondazione}$$

$$s_w = 2,347 \text{ t/m}^2 \quad \text{sottospinta idrostatica}$$

SOTTOSPINTA IDR.: **25,58 t**

coefficiente di sicurezza: **1,299** > 1,1

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - RAMPA Tipo 2

$$\gamma_{cls} = \frac{2,50}{1,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico cls}$$

$$\gamma_w = \frac{1,00}{1,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico acqua}$$

Peso soletta di fondazione

$$sp = \frac{0,5}{11,3} \text{ m}$$

$$L = \frac{11,3}{11,3} \text{ m}$$

$$P = 14,125 \text{ t/m}$$

Peso travi

$$sp1 = \frac{0,4}{2,00} \text{ m} \quad sp2 = \frac{0,5}{0,00} \text{ m}$$

$$L1 = \frac{2,00}{2,00} \text{ m} \quad L2 = \frac{0,00}{0,00} \text{ m}$$

$$P = 4,00 \text{ t/m}$$

Peso soletta impalcato (cls-travi c.a.p.)

$$sp = \frac{0}{10,9} \text{ m}$$

$$L = \frac{10,9}{10,9} \text{ m}$$

$$P = 0 \text{ t/m}$$

Peso Pavimento (cls-soletta impalcato)

$$sp = \frac{0}{10,9} \text{ m}$$

$$L = \frac{10,9}{10,9} \text{ m}$$

$$\gamma_{pav} = \frac{2,00}{2,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico pavim.}$$

$$P = 0,00 \text{ t/m}$$

Peso Pavimento soletta fondazione

$$sp = \frac{0,15}{9,5} \text{ m}$$

$$L = \frac{9,5}{9,5} \text{ m}$$

$$P = 2,85 \text{ t/m}$$

Peso parapiedi soletta fondazione

$$sp = \frac{0,2}{3,00} \text{ m}$$

$$L = \frac{3,00}{3,00} \text{ m}$$

$$\gamma_{pav} = \frac{2,00}{2,00} \text{ t/m}^3 \quad \text{peso specifico cem.}$$

$$P = 1,20 \text{ t/m}$$

TOTALE CARICHI: 22,18 t

$$Q_M = \frac{21,94}{21,94} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota media concio}$$

$$Q_F = \frac{22,25}{22,25} \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota falda}$$

$$Q_2 = 21,29 \text{ m s.l.m.} \quad \text{quota base fondazione}$$

$$L_d = \frac{0,2}{0,2} \text{ m} \quad \text{larghezza denti laterali fondazione}$$

$$s_w = 0,956 \text{ t/m}^2 \quad \text{sottospinta idrostatica}$$

SOTTOSPINTA IDR.: 10,42 t

coefficiente di sicurezza: 2,128 > 1,1