Dott. Ing. Carla Mandraccia
Ingegnere per l'Ambiente ed il Territorio
Progettazione, Direzione Lavori, Difesa del Suolo , Ambiente
Tecnico competente in acustica ambientale

Via di Pino 56/4 - 16138 Genova
Tel. 010/8362204

Cava di Calcare "Montanasco"
Genova

VARIANTE AL PIANO DI COLTIVAZIONE
APPROVATO CON DGR N.183/2003

INTEGRAZIONE ALLA RELAZIONE IDRAULICA

Verifica canala di scolo principale

-

Verifica canaline di regimazione delle acque al piede dei gradoni

--

Verifica tubazione di drenaggio

Dott. Ing. Carla Mandraccia

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riporta il procedimento eseguito ed i risultati ottenuti al fine di verificare idraulicamente le opere previste per la regimazione delle acque meteoriche nell'ambito della variante al programma di coltivazione della cava di calcare denominata Montanasco (Genova).
In particolare, sono state verificate una canala di raccolta principale che capta le acque di dilavamento provenienti dall'area del versante posta a quota superiore a 200 m, e le canale di scolo che corrono in fregio ai gradoni.
Si esamina un evento intenso di progetto con tempo di ritorno 200 anni.

2. CANALE PRINCIPALE DI GRONDA

2.1 Area scolante

La canale di raccolta principale oggetto della presente relazione viene verificata al fine di captare le acque provenienti dall'area situata immediatamente a monte dello stesso e di limitarne il dilavamento diretto sul pendio sottostante. Dalla canale principale verranno successivamente condotte in un compluvio naturale presente in loco, quindi nella rete di smaltimento a valle.

L'area scolante ha una superficie complessiva pari a 0.012 Km^2 . La quota massima dell'area è di circa 280 m slm. Il territorio risulta prevalentemente boschivo ed incolto. Non sono presenti insediamenti e/o nuclei edificati.

La canala di gronda a progetto avrà un andamento prevalentemente rettilineo, con direzione nord ovest – sud est. La sezione di chiusura per la verifica è stata posta allo sbocco nel compluvio naturale. Le quote della sezione di imbocco e della sezione di chiusura risultano essere rispettivamente 217 m slm e 210 m slm. La totale lunghezza dell'asta risulta di circa 110 m (0.11 Km).

2.2 Descrizione intervento.

Si prevede di realizzare una canala principale di raccolta finalizzato alla captazione delle acque meteoriche della parte di versante posta superiormente alla quota dei 200 m. l'opera avrà una lunghezza complessiva di circa 110 m ,andamento pressoché rettilineo, a sezione trapezia. Il fondo e le pareti saranno realizzate in terreno naturale battuto e compattato e/o roccia naturale. Dimensioni della sezione: larghezza fondo 0.45 m, altezza sponde 0.8 m, larghezza in sommità 0.8 m. Lungo il percorso del canale, sul versante a monte, sarà realizzato un sistema di trattenuta dei detriti lapidei ed arbustivi, con tecniche di ingegneria naturalistica (viminate).

Si precisa che l'intervento in oggetto è volto alla captazione delle acque meteoriche provenienti dal versante a monte del pendio che è stato interessato, in precedenza, da scivolamenti di materiale verso valle. In questo modo si vuole ridurre la probabilità che il dilavamento delle acque meteoriche inneschi condizioni di incipiente movimento. L'intervento tuttavia non è da ritenersi definitivo e risolutivo per il consolidamento del fronte instabile.

2.3 Calcolo della portata.

Il calcolo della portata duecentennale è stato eseguito mediante il Metodo Razionale:

$$Q(T) = \frac{c \cdot A \cdot h_c(T)}{t_c}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione del bacino;

h_c = altezza critica di precipitazione per assegnato T, in mm;

A = superficie del bacino, in Km^2;

c = coefficiente di deflusso;

T = tempo di ritorno.

Il tempo di corrivazione è stato determinato mediante la Formula di Giandotti:

$$t_c = 60 \cdot \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

L = lunghezza dell'asta principale in Km;

H_0 = quota della sezione di chiusura, m s.l.m.;

H_m= quota media del bacino = $\frac{\sum H_i \cdot A_i}{A}$, m s.l.m.;

H_i = quota media di ciascuna fascia altimetrica;

A_i = area sottesa dalla corrispondente fascia altimetrica.

Superficie del Bacino	S =	0,01	Km^2
Lunghezza percorso idraulico principa	L =	0,11	Km
Altitudine max percorso idraulico	Hmax =	217,00	m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H_0 =	210,00	m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,06	(m/m)
Altitudine max bacino	Hmax =	280,00	m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H_0 =	210,00	m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	H_m =	245,00	m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	$H_m - H_0$ =	35,00	m

Il tempo di corrivazione, calcolato mediante la sopra riportata formula di Giandotti, risulta pari a 0.13 ore.

$$h_{(t)} = at^n$$

L'altezza critica di precipitazione h_c è stata ricavata secondo la relazione:

derivante dall'analisi statistica dei dati pluviometrici secondo Gumbel (dati rilevati dalla stazione pluviometrica di Genova Ponte Carrega).

Stazione di : ponte carrega

Quota (m s.l.m.) : 26 Numero di osservazioni : N = 30

Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1954	42.00	64.40	76.60	88.00	105.00
1955	21.00	32.60	58.60	74.40	127.00
1957	36.00	62.00	77.40	113.60	152.40
1958	101.00	114.80	115.40	140.00	224.80
1959	67.40	105.00	154.00	181.60	264.00
1960	61.00	108.80	134.00	160.00	182.80
1962	50.60	52.72	71.00	103.00	142.20
1963	64.00	72.00	72.20	136.40	138.40
1964	101.20	116.60	195.60	206.40	208.40
1965	60.00	66.80	67.00	88.80	109.60
1966	78.60	19.20	86.00	106.60	146.00
1970	89.40	139.00	171.80	379.80	453.40
1972	31.60	64.60	83.00	92.60	104.00
1973	36.00	48.80	56.80	60.60	70.60
1975	43.00	64.40	92.40	115.40	121.00
1976	54.40	74.50	82.50	101.00	116.20
1977	38.60	70.00	99.60	110.00	180.80
1978	32.20	62.80	94.60	126.00	126.80
1979	55.00	101.00	139.60	143.00	207.80
1980	29.40	44.20	44.20	44.80	67.00
1981	35.80	50.20	68.00	96.60	106.40
1982	19.60	30.40	37.40	49.20	67.80
1983	17.00	37.00	63.00	104.00	144.40
1984	53.00	80.60	109.20	124.40	160.20
1985	21.00	32.20	42.80	60.60	97.60
1986	21.40	43.30	71.00	73.80	89.80
1987	35.60	58.60	67.80	85.00	113.60
1988	24.40	39.20	65.40	102.00	122.60
1989	24.40	24.60	35.00	45.00	68.20
1991	70.00	72.00	99.40	99.40	191.00

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$		
10 anni	→	h=74,065xt^0,3733	
30 anni	→	h=93,24xt^0,3764	
50 anni	→	h=101,993xt^0,3774	
100 anni	→	h=113,799xt^0,3785	
200 anni	→	h=125,561xt^0,3794	

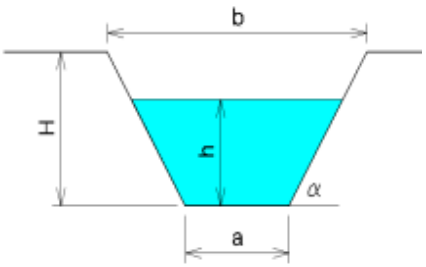
Assumendo come coefficiente di deflusso il valore c = 0.8, ritenuto rappresentativo dello stato saturo del terreno, la portata duecentennale risulta circa:

Q200 = 1.19 mc/s

2.4 Verifica canale principale

Per verificare la canala in oggetto secondo la portata di progetto precedentemente determinata, si ipotizza un deflusso di corrente in condizioni di moto uniforme. Si ipotizza l'altezza della corrente (h) pari a 0.7 m (che garantisce un franco di 0.1 m dalla quota della sommità della sponda)

Dati geometrici della sezione:



H ⇨	***0,80***	ALTEZZA [m]
a ⇨	***0,45***	[m]
b ⇨	***0,80***	[m]
h ⇨	***0,70***	[m]
p ⇨	***5%***	Pendenza
m ⇨	***1,25***	Coeff. di scabrosità di Kutter

Il coefficiente di scabrosità di Kutter, è stato assunto, a favore di sicurezza, pari a 1.25 (canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo).

Con queste ipotesi, sono stati ricavati il contorno bagnato, il raggio idraulico e la sezione di deflusso, mediante le relazioni di seguito riportate:

Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \operatorname{sen}\alpha$	⇨	**2.575**	[m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \ \ tg(90 - \alpha)]$	⇨	**0.8663**	[m²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇨	**0.336**	[m]

La verifica della sezione, è stata quindi condotta determinando la portata smaltita dalla condotta, per valori di altezza d'acqua variabili da un minimo di 0.03 m, corrispondente a condizioni di magra, ad un massimo di 0.8 m, corrispondenti a deflusso a sezione piena:

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso	
			V = Velocità di deflusso	
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{R\ p}$	dove	c = coefficiente di attrito	
			Ri = raggio idraulico	
			p = pendenza	
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter	

I risultati sono stati riportati nella tabella seguente:

h [m]	Q[m³/sec]
0,04	0,010
0,08	0,034
0,12	0,068
0,16	0,111
0,20	0,160
0,24	0,215
0,28	0,276
0,32	0,342
0,36	0,414
0,40	0,490
0,44	0,572
0,48	0,659
0,52	0,751
0,56	0,848
0,60	0,950
0,64	1,057
0,68	1,170
0,72	1,288
0,76	1,411
0,80	1,539

Per un'altezza di corrente pari a 0.7 m, quindi, la canala consentirà il seguente deflusso:

c	⇨	**27,47**	
V	⇨	**2,91**	**[m/sec]**
Q	⇨	**1,228**	**[m³/sec]**

La portata defluente Q = 1.228 mc/s è maggiore della portata di verifica calcolata per un tempo di ritorno di 200 anni (1.19 mc/s). La canala risulta quindi dimensionalmente verificata.

I particolari dell'intervento ora verificato sono rappresentati in tav. **2idro**.

3. CANALINE A VALLE DEI GRADONI LATO SUD EST

Le canaline di regimazione acque che saranno realizzate sono state verificate tenendo conto della portata defluente attraverso il compluvio naturale presente, del contributo, già calcolato, dovuto alla realizzazione della canala principale (vedi paragrafi precedenti) e della portata dovuta al dilavamento dei gradoni serviti dalle canaline in oggetto.

3.1 Area scolante compluvio - naturale

Per quanto riguarda la determinazione della portata che defluisce nel compluvio naturale, l'area scolante ha una superficie complessiva pari a 0.037 Km^2. La quota massima dell'area è di circa 290 m slm. Il territorio risulta prevalentemente boschivo ed incolto. Non sono presenti insediamenti e/o nuclei edificati.

Il compluvio naturale ha andamento rettilineo, con direzione est-ovest. La sezione di chiusura per la verifica è stata posta alla quota di 152 m slm. Le quote della sezione di imbocco e della sezione di chiusura risultano essere rispettivamente 220 m slm. La totale lunghezza dell'asta risulta di circa 80 m (0.08 Km).

3.2 Calcolo della portata – compluvio naturale.

Il calcolo della portata duecentennale è stato eseguito mediante il Metodo Razionale:

$$Q(T) = \frac{c \cdot A \cdot h_c(T)}{t_c}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione del bacino;

h_c = altezza critica di precipitazione per assegnato T, in mm;

A = superficie del bacino, in Km^2;

c = coefficiente di deflusso;

T = tempo di ritorno.

Il tempo di corrivazione è stato determinato mediante la Formula di Giandotti:

$$t_c = 60 \cdot \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

L = lunghezza dell'asta principale in Km;

H_0 = quota della sezione di chiusura, m s.l.m.;

H_m= quota media del bacino = $\frac{\sum H_i \cdot A_i}{A}$, m s.l.m.;

H_i = quota media di ciascuna fascia altimetrica;

A_i = area sottesa dalla corrispondente fascia altimetrica.

Superficie del Bacino	S =	0,04	Km²
Lunghezza percorso idraulico principa	L =	0,08	Km
Altitudine max percorso idraulico	Hmax =	220,00	m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H0 =	152,00	m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,85	(m/m)
Altitudine max bacino	Hmax =	290,00	m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H0 =	152,00	m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	Hm =	221,00	m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	Hm - H0 =	69,00	m

Il tempo di corrivazione, calcolato mediante la sopra riportata formula di Giandotti, risulta pari a 0.13 ore.

$$h_{(t)} = at^n$$

L'altezza critica di precipitazione h_c è stata ricavata secondo la relazione:

derivante dall'analisi statistica dei dati pluviometrici secondo Gumbel (dati rilevati dalla stazione pluviometrica di Genova Ponte Carrega).

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$		
10 anni	→	h=74.065xt^0.3733	
30 anni	→	h=93.24xt^0.3764	
50 anni	→	h=101.993xt^0.3774	
100 anni	→	h=113.799xt^0.3785	
200 anni	→	h=125.561xt^0.3794	

Assumendo come coefficiente di deflusso il valore c = 0.8, ritenuto rappresentativo dello stato saturo del terreno, la portata duecentennale risulta circa:

$$\mathbf{Q200_1 = 3.60\ mc/s}$$

3.3 Area scolante - gradoni sud est

L'area scolante ha una superficie complessiva pari a 0.01 Km². La quota massima dell'area è di circa 150 m slm. Il territorio risulterà interessato da attività di cava. Non sono presenti insediamenti e/o nuclei edificati.

Si verifica un tratto di canalina al piede dei gradoni posti alla quota più bassa dell'area in oggetto. La sezione di chiusura per la verifica è stata posta alla quota di 96 m slm. La quota della sezione di imbocco risulta essere 99 m slm. La totale lunghezza della canalina risulta di circa 33 m (0.033 Km).

3.4 Calcolo della portata.

Il calcolo della portata duecentennale è stato eseguito mediante il Metodo Razionale:

$$Q(T) = \frac{c \cdot A \cdot h_c(T)}{t_c}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione del bacino;

h_c = altezza critica di precipitazione per assegnato T, in mm;

A = superficie del bacino, in Km²;

c = coefficiente di deflusso;

T = tempo di ritorno.

Il tempo di corrivazione è stato determinato mediante la Formula di Giandotti:

$$t_c = 60 \cdot \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

L = lunghezza dell'asta principale in Km;

H_0 = quota della sezione di chiusura, m s.l.m.;

H_m= quota media del bacino = $\frac{\sum H_i \cdot A_i}{A}$, m s.l.m.;

H_i = quota media di ciascuna fascia altimetrica;

A_i = area sottesa dalla corrispondente fascia altimetrica.

Superficie del Bacino	S =	0.01	Km^2
Lunghezza percorso idraulico principa	L =	0.03	Km
Altitudine max percorso idraulico	Hmax =	99.00	m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H_0 =	96.00	m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0.09	(m/m)
Altitudine max bacino	Hmax =	150.00	m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H_0 =	96.00	m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	H_m =	123.00	m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	$H_m - H_0$ =	27.00	m

Il tempo di corrivazione, calcolato mediante la sopra riportata formula di Giandotti, risulta pari a 0.11 ore.

$$h_{(t)} = at^n$$

L'altezza critica di precipitazione h_c è stata ricavata secondo la relazione:

derivante dall'analisi statistica dei dati pluviometrici secondo Gumbel (dati rilevati dalla stazione pluviometrica di Genova Ponte Carrega).

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$		
10 anni	→	h=74.065xt^0.3733	
30 anni	→	h=93.24xt^0.3764	
50 anni	→	h=101.993xt^0.3774	
100 anni	→	h=113.799xt^0.3785	
200 anni	→	h=125.561xt^0.3794	

Assumendo come coefficiente di deflusso il valore c = 0.8, ritenuto rappresentativo dello stato saturo del terreno, la portata duecentennale risulta circa:

$$\mathbf{Q200_2 = 1.11\ mc/s}$$

La verifica delle canaline è stata condotta assumendo come portata defluente quella data dalla somma dei due contributi sopra determinati (1/2 compluvio naturale Q_1 + area gradoni Q_2) a cui si aggiunge la metà di quella di verifica della canala principale pari a 1.15 mc/s (vedi schema di deflusso in tav.16).

$$\mathbf{Q200_{\ sud\ est} = ½\ Q200_1 + Q200_2 + ½\ Q_{canala} = 3.48\ mc/s}$$

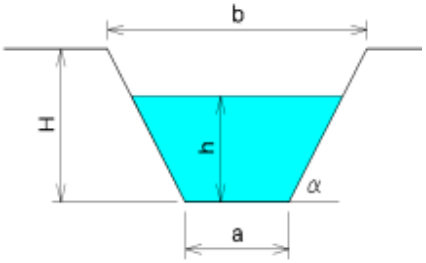
3.5 Descrizione intervento.

Canaline di scolo realizzate al piede di ogni gradone, nelle quali viene ripartita la portata captata dal canale principale, dal compluvio naturale e che raccolgono inoltre le acque scolanti dai gradoni medesimi. Si prevede di realizzarle in terra battuta a sezione trapezia, aventi larghezza al fondo di circa 0.7 m e sponde di altezza circa 1.00 m e larghezza in sommità pari a 1.00 m.

3.6 Verifica canaline

Per verificare le canaline in oggetto secondo la portata di progetto precedentemente determinata, si ipotizza un deflusso di corrente in condizioni di moto uniforme. Si ipotizza l'altezza della corrente (h) pari a 0.9 m (che garantisce un franco di 0.1 m dalla quota della sommità della sponda)

Dati geometrici della sezione:



H ⇨	1,00	ALTEZZA [m]
a ⇨	0,70	[m]
b ⇨	1,00	[m]
h ⇨	0,90	[m]
p ⇨	9%	Pendenza
m ⇨	1,25	Coeff. di scabrosità di Kutter

Il coefficiente di scabrosità di Kutter, è stato assunto, a favore di sicurezza, pari a 1.25 (canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo).

Con queste ipotesi, sono stati ricavati il contorno bagnato, il raggio idraulico e la sezione di deflusso, mediante le relazioni di seguito riportate:

Contorno bagnato	$Pb = a + 2h/\operatorname{sen}\alpha$	⇨	**2,520**	[m]
Area di deflusso	$A = h\left[a + h \quad tg(90-\alpha)\right]$	⇨	**0,7515**	[m^2]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇨	**0,298**	[m]

La verifica della sezione, è stata quindi condotta determinando la portata smaltita dalla condotta, per valori di altezza d'acqua variabili da un minimo di 0.03 m, corrispondente a condizioni di magra, ad un massimo di 1.00 m, corrispondenti a deflusso a sezione piena:

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso	
			V = Velocità di deflusso	
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{R\ p}$	dove	c = coefficiente di attrito	
			Ri = raggio idraulico	
			p = pendenza	
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m+\sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter	

I risultati sono stati riportati nella tabella seguente:

h [m]	Q[m^3/sec]
0,05	0,032
0,10	0,111
0,15	0,222
0,20	0,359
0,25	0,515
0,30	0,689
0,35	0,879
0,40	1,082
0,45	1,297
0,50	1,525
0,55	1,765
0,60	2,016
0,65	2,277
0,70	2,549
0,75	2,832
0,80	3,126
0,85	3,429
0,90	3,743
0,95	4,067
1,00	4,402

per un'altezza di corrente pari a 0.9 m, quindi, la canala consentirà il seguente deflusso:

c	⇨	**30,40**	
V	⇨	**4,98**	**[m/sec]**
Q	⇨	**3,743**	**[m^3/sec]**

La portata defluente Q = 3.74 mc/s è maggiore della portata di verifica calcolata per un tempo di ritorno di 200 anni (3.48 mc/s). Le canaline risultano quindi dimensionalmente verificata.

4. CANALINE A VALLE DEI GRADONI PARTE OVEST

Le canaline di regimazione acque che saranno realizzate sono state verificate tenendo conto della portata dovuta al dilavamento dei gradoni serviti dalle canaline in oggetto. L'area scolate di cui si tiene conto è rappresentata in **tav. 1idr**

4.1 Area scolante

Per quanto riguarda la determinazione della portata dovuta dal contributo superficiario dei gradoni situati nella parte centrale, l'area scolante ha una superficie complessiva pari a 0.008 Km^2. La quota massima dell'area è di circa 148 m slm. Il terreno risulta interessato da attività di cava e non sono presenti nuclei abitati.

Il tratto di canalina preso in considerazione per la verifica, situato a valle del gradone più basso, avente direzione est-ovest, ha una lunghezza pari a 53 m. La sezione di chiusura per la verifica è stata posta alla quota di 83 m slm.

4.2 Calcolo della portata.

Il calcolo della portata duecentennale è stato eseguito mediante il Metodo Razionale:

$$Q(T) = \frac{c \cdot A \cdot h_c(T)}{t_c}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione del bacino;

h_c = altezza critica di precipitazione per assegnato T, in mm;

A = superficie del bacino, in Km^2;

c = coefficiente di deflusso;

T = tempo di ritorno.

Il tempo di corrivazione è stato determinato mediante la Formula di Giandotti:

$$t_c = 60 \cdot \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

L = lunghezza dell'asta principale in Km;

H_0 = quota della sezione di chiusura, m s.l.m.;

H_m= quota media del bacino = $\frac{\sum H_i \cdot A_i}{A}$, m s.l.m.;

H_i = quota media di ciascuna fascia altimetrica;

A_i = area sottesa dalla corrispondente fascia altimetrica.

Superficie del Bacino	S =	0.01	Km^2
Lunghezza percorso idraulico principa	L =	0.05	Km
Altitudine max percorso idraulico	Hmax =	85.00	m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H_0 =	83.00	m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0.04	(m/m)
Altitudine max bacino	Hmax =	148.00	m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H_0 =	83.00	m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	H_m =	115.50	m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	H_m - H_0 =	32.50	m

Il tempo di corrivazione, calcolato mediante la sopra riportata formula di Giandotti, risulta pari a 0.11 ore.

$$h_{(t)} = at^n$$

L'altezza critica di precipitazione h_c è stata ricavata secondo la relazione:

derivante dall'analisi statistica dei dati pluviometrici secondo Gumbel (dati rilevati dalla stazione pluviometrica di Genova Ponte Carrega).

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$	
10 anni	→	h=74.065xt^0.3733
30 anni	→	h=93.24xt^0.3764
50 anni	→	h=101.993xt^0.3774
100 anni	→	h=113.799xt^0.3785
200 anni	→	h=125.561xt^0.3794

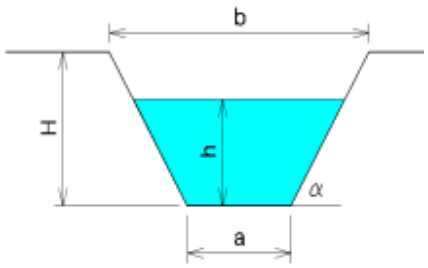
Assumendo come coefficiente di deflusso il valore c = 0.8, ritenuto rappresentativo dello stato saturo del terreno, la portata duecentennale risulta circa:

$$\mathbf{Q200_{canala} = 1.13\ mc/s}$$

4.3 Verifica canaline

Per verificare le canaline in oggetto secondo la portata di progetto precedentemente determinata, si ipotizza un deflusso di corrente in condizioni di moto uniforme. Si ipotizza l'altezza della corrente (h) pari a 0.7 m (che garantisce un franco di 0.1 m dalla quota della sommità della sponda)

Dati geometrici della sezione:



H	⇨	*0,80*	ALTEZZA [m]
a	⇨	*0,50*	[m]
b	⇨	*0,80*	[m]
h	⇨	*0,70*	[m]
p	⇨	*4%*	Pendenza
m	⇨	*1,25*	Coeff. di scabrosità di Kutter

Il coefficiente di scabrosità di Kutter, è stato assunto, a favore di sicurezza, pari a 1.25 (canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo).

Con queste ipotesi, sono stati ricavati il contorno bagnato, il raggio idraulico e la sezione di deflusso, mediante le relazioni di seguito riportate:

Contorno bagnato	$Pb = a + 2h/\operatorname{sen}\alpha$	⇨	**1,924**	[m]
Area di deflusso	$A = h\left[a + h \quad tg(90-\alpha)\right]$	⇨	**0,4419**	[m^2]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇨	**0,230**	[m]

La verifica della sezione, è stata quindi condotta determinando la portata smaltita dalla condotta, per valori di altezza d'acqua variabili da un minimo di 0.03 m, corrispondente a condizioni di magra, ad un massimo di 0.8 m, corrispondenti a deflusso a sezione piena:

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso	
			V = Velocità di deflusso	
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{R\ p}$	dove	c = coefficiente di attrito	
			Ri = raggio idraulico	
			p = pendenza	
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m+\sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter	

I risultati sono stati riportati nella tabella seguente:

h [m]	Q[m^3/sec]
0,04	0,010
0,08	0,034
0,12	0,069
0,16	0,111
0,20	0,160
0,24	0,215
0,28	0,274
0,32	0,339
0,36	0,409
0,40	0,483
0,44	0,561
0,48	0,644
0,52	0,730
0,56	0,821
0,60	0,917
0,64	1,016
0,68	1,120
0,72	1,228
0,76	1,340
0,80	1,457

per un'altezza di corrente pari a 0.7 m, quindi, la canala consentirà il seguente deflusso:

c	⇨	**27,71**	
V	⇨	**2,66**	**[m/sec]**
Q	⇨	**1,174**	**[m^3/sec]**

La portata defluente Q = 1.174 mc/s è maggiore della portata di verifica calcolata per un tempo di ritorno di 200 anni (1.13 mc/s). Le canaline risultano quindi dimensionalmente verificate.

5. CANALINE A VALLE DEI GRADONI LATO STRADA

Le canaline di regimazione acque che saranno realizzate sono state verificate tenendo conto della portata dovuta al dilavamento dei gradoni serviti dalle canaline in oggetto.

5.1 Area scolante

Per quanto riguarda la determinazione della portata dovuta dal contributo superficiario dei gradoni situati nella parte ovest, l'area scolante ha una superficie complessiva pari a 0.013 Km^2. La quota massima dell'area è di circa 148 m slm. Il terreno risulta interessato da attività di cava e non sono presenti nuclei abitati.

Il tratto di canalina preso in considerazione per la verifica, situato a valle del gradone più basso, avente direzione est-ovest, ha una lunghezza pari a 50 m. La sezione di chiusura per la verifica è stata posta alla quota di 60 m slm.

5.2 Calcolo della portata – compluvio naturale.

Il calcolo della portata duecentennale è stato eseguito mediante il Metodo Razionale:

$$Q(T) = \frac{c \cdot A \cdot h_c(T)}{t_c}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione del bacino;

h_c = altezza critica di precipitazione per assegnato T, in mm;

A = superficie del bacino, in Km^2;

c = coefficiente di deflusso;

T = tempo di ritorno.

Il tempo di corrivazione è stato determinato mediante la Formula di Giandotti:

$$t_c = 60 \cdot \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

L = lunghezza dell'asta principale in Km;

H_0 = quota della sezione di chiusura, m s.l.m.;

H_m= quota media del bacino = $\frac{\sum H_i \cdot A_i}{A}$, m s.l.m.;

H_i = quota media di ciascuna fascia altimetrica;

A_i = area sottesa dalla corrispondente fascia altimetrica.

Superficie del Bacino	S =	0.01	Km²
Lunghezza percorso idraulico principa	L =	0.05	Km
Altitudine max percorso idraulico	Hmax =	62.00	m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H0 =	60.00	m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0.04	(m/m)
Altitudine max bacino	Hmax =	148.00	m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H0 =	60.00	m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	Hm =	104.00	m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	Hm - H0 =	44.00	m

Il tempo di corrivazione, calcolato mediante la sopra riportata formula di Giandotti, risulta pari a 0.10 ore.

$$h_{(t)} = at^n$$

L'altezza critica di precipitazione h_c è stata ricavata secondo la relazione:

derivante dall'analisi statistica dei dati pluviometrici secondo Gumbel (dati rilevati dalla stazione pluviometrica di Genova Ponte Carrega).

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$		
10 anni	→	h=74.065xt^0.3733	
30 anni	→	h=93.24xt^0.3764	
50 anni	→	h=101.993xt^0.3774	
100 anni	→	h=113.799xt^0.3785	
200 anni	→	h=125.561xt^0.3794	

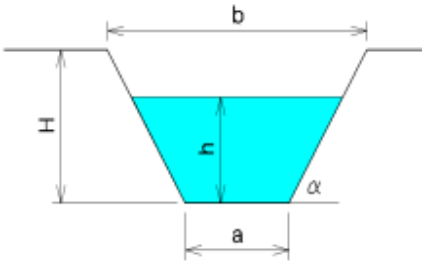
Assumendo come coefficiente di deflusso il valore c = 0.8, ritenuto rappresentativo dello stato saturo del terreno, la portata duecentennale risulta circa:

$$\mathbf{Q200_{canala} = 1.51\ mc/s}$$

5.3 Verifica canaline

Per verificare le canaline in oggetto secondo la portata di progetto precedentemente determinata, si ipotizza un deflusso di corrente in condizioni di moto uniforme. Si ipotizza l'altezza della corrente (h) pari a 0.8 m (che garantisce un franco di 0.1 m dalla quota della sommità della sponda)

Dati geometrici della sezione:



H	⇨	*0,90*	ALTEZZA [m]
a	⇨	*0,50*	[m]
b	⇨	*0,90*	[m]
h	⇨	*0,80*	[m]
p	⇨	*4%*	Pendenza
m	⇨	*1,25*	Coeff. di scabrosità di Kutter

Il coefficiente di scabrosità di Kutter, è stato assunto, a favore di sicurezza, pari a 1.25 (canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo).

Con queste ipotesi, sono stati ricavati il contorno bagnato, il raggio idraulico e la sezione di deflusso, mediante le relazioni di seguito riportate:

Contorno bagnato	$Pb = a + 2h/\operatorname{sen}\alpha$	⇨	**2,139**	[m]
Area di deflusso	$A = h[a + h\ \ tg(90-\alpha)]$	⇨	**0,5422**	[m²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇨	**0,253**	[m]

La verifica della sezione, è stata quindi condotta determinando la portata smaltita dalla condotta, per valori di altezza d'acqua variabili da un minimo di 0.03 m, corrispondente a condizioni di magra, ad un massimo di 0.9 m, corrispondenti a deflusso a sezione piena:

	Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso
				V = Velocità di deflusso
	Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{R\ p}$	dove	c = coefficiente di attrito
				Ri = raggio idraulico
				p = pendenza
	Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m+\sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

I risultati sono stati riportati nella tabella seguente:

h [m]	Q[m^3/sec]
0,05	0,012
0,09	0,042
0,14	0,085
0,18	0,137
0,23	0,198
0,27	0,267
0,32	0,342
0,36	0,424
0,41	0,513
0,45	0,608
0,50	0,710
0,54	0,818
0,59	0,932
0,63	1,053
0,68	1,180
0,72	1,314
0,77	1,454
0,81	1,601
0,86	1,755
0,90	1,915

per un'altezza di corrente pari a 0.8 m, quindi, la canala consentirà il seguente deflusso:

c	⟹	**28,71**	
V	⟹	**2,89**	**[m/sec]**
Q	⟹	**1,568**	**[m^3/sec]**

La portata defluente Q = 1.568 mc/s è maggiore della portata di verifica calcolata per un tempo di ritorno di 200 anni (1.51 mc/s). Le canaline risultano quindi dimensionalmente verificate

6 VERIFICA DI SMALTIMENTO DELLA PORTATA DELLA TUBAZIONE DI DRENAGGIO PROFONDO

La zona immediatamente al di sotto dell'area di coltivazione a gradoni sarà in futuro interessata da intervento di ripristino ambientale realizzato mediante riempimento Per quanto riguarda la captazione delle quota parte di acque meteoriche che, in questa area, si infiltrano nel sottosuolo, si prevede di posare in opera tubazione di drenaggio profondo, che viene di seguito dimensionata e verificata. Si riporta di seguito un estratto della tav. 9 rappresentativo del percorso della tubazione di drenaggio e dell'area di futuro ripristino ambientale che sarà interessata da infiltrazione di acque meteoriche.

Per eseguire la verifica, è stata calcolata la portata di acqua che si infiltra nel sottosuolo, considerandola come una quota parte di quella scolante sulla superficie dell'area Perché si verifichi un importante fenomeno di infiltrazione, il terreno deve risultare poco saturo al momento del verificarsi di un evento di pioggia duecentennale. Se si considera come coefficiente di deflusso un valore pari a 0.6, si può ipotizzare che il 40% della pioggia effettiva si infiltri nel terreno. Tale valore è anche comprensivo della quota parte di precipitazione efficace che non contribuisce ne all'infiltrazione ne al deflusso in superficie in quanto smaltita per evapo-traspirazione.

Ai fini della verifica è stata considerata una tubazione in calcestruzzo di diametro pari a 0.5 m, che sarà posata in opera in concomitanza con la realizzazione del riempimento, avente lunghezza di circa 130 m, corrente tra la quota massima di 73 s.l.m. e la quota minima di 68 m s.l.m. Si paragona la suddetta tubazione ad un tratto di canalina circolare avente lunghezza di circa pendenza pari al 4%.

Per il calcolo della portata è stato utilizzato il metodo descritto ai precedenti paragrafi; L'estensione dell' area scolante è di circa 0.016 kmq. Il coefficiente di deflusso è stato assunto il valore c = 0.4.

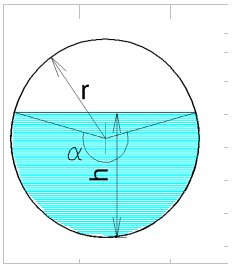
Superficie del Bacino	S =	0.02	Km^2
Lunghezza percorso idraulico principa	L =	0.13	Km
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	73.00	m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H_0 =	68.00	m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0.04	(m/m)
Altitudine max bacino	H_{max} =	95.00	m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H_0 =	73.00	m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	H_m =	84.00	m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	$H_m - H_0$ =	11.00	m

Il tempo di corrivazione, calcolato mediante la sopra riportata formula di Giandotti, risulta pari a 0.26 ore.

Conducendo analisi statistica dei dati pluviometrici come ai paragrafi precedenti ed assumendo come coefficiente di deflusso il valore c = 0.4, ritenuto rappresentativo per quantificare la parte di precipitazione che contribuisce alla portata che si infiltra, il valore determinato risulta il seguente:

$$\mathbf{Q_{infiltrata} = 0.51\ mc/s}$$

La verifica della capacità di smaltimento della condotta è stata eseguita ipotizzando condizioni di moto uniforme e considerando una condotta a sezione circolare di diametro pari a 0.5 m, con deflusso a sezione piena.



d	⇨	*0.50*	DIAMETRO [m]
r	⇨	*0.25*	[m]
h	⇨	*0.4*	[m]
p	⇨	4%	Pendenza
m	⇨	*0.25*	Coeff. di scabrosità di Kutter

Il coeff. di Kutter è stato assunto pari a 0.25, ritenuto rappresentativo di pareti in calcestruzzo.

Angolo al centro	α	⇨	**253.7**	[°]
Contorno bagnato	$Pb = 2\pi(\frac{\alpha}{360°}r)$	⇨	**1.107**	[m]
Area di deflusso	$A = 1/2r^2(\frac{\pi\alpha}{180°} - \text{sen}\,\alpha)$	⇨	**0.1684**	[m²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇨	**0.152**	[m]

La verifica della sezione, è stata quindi condotta determinando la portata smaltita dalla condotta, per valori di altezza d'acqua variabili da un minimo di 0.02 m, corrispondente a

condizioni di magra, ad un massimo di 0.3 m, corrispondenti a deflusso a sezione piena, attraverso le relazioni riportate per il caso precedente.

I risultati sono stati riportati nella tabella seguente:

h [m]	Q[m^3/sec]
0.03	0.003
0.05	0.015
0.08	0.037
0.10	0.068
0.13	0.108
0.15	0.156
0.18	0.211
0.20	0.272
0.23	0.338
0.25	0.407
0.28	0.477
0.30	0.549
0.33	0.618
0.35	0.685
0.38	0.746
0.40	0.800
0.43	0.844
0.45	0.872
0.48	0.878
0.50	0.813

c	⇒	60.94	
V	⇒	4.75	[m/sec]
Q	⇒	0.800	[m^3/sec]

Dai valori riportati nella tabella si evince come in condizioni di deflusso a sezione quasi piena, la condotta riesca a far defluire a valle una portata di circa 0.8 mc/s, valore maggiore della portata d'acqua che si infiltra in occasione di un evento di pioggia duecentennale, calcolata per l'area in esame. La tubazione risulta quindi verificata.

Genova, 06.03.2017

Dott. Ing. Carla Mandraccia

