RegioneLombardia

PIANO DI GOVERNO DEL TERRITORIO

COMUNE DI DOMASO

PROVINCIA DI COMO

Analisi delle aree in dissesto (ambiti Fq del P.A.I.)

RELAZIONE TECNICA

Recepimento Protocollo Z1.2010.0010328 del 18/05/2010

IL TECNICO INCARICATO:

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE

dott. geol. Claudio Depoli

dott. geol. Cristian Adamoli

Via Villatico 11

23823 Colico (Lc)

tel_fax: 0341.933011

e_mail: tecnico@studiogeoteam.com

DATA:	SCALA:	ALL.:	ELAB.:
Settembre 2009 Agg. Maggio 2010	///	D	D.1

SOMMARIO

1 PREFAZIONE 2

2 SINTESI 4

3 RILIEVO DI DETTAGLIO 5

3.1 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE 5

3.2 CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE 6

3.3 CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E IDROGEOLOGICHE 7

3.3.1 Regime pluviometrico dell'area 7

4 VERIFICHE IDRAULICHE BACINI 1 E 2 10

4.1 METODOLOGIA OPERATIVA 10

4.1.1 Risultati 14

4.2 TRASPORTO SOLIDO BACINO 2 15

4.2.1 Determinazione della portata solida nella dinamica torrentizia 16

4.2.2 Verifiche 17

4.3 COLATE DETRITICHE: PORTATA DI PICCO 18

4.3.1 Analisi dei risultati 19

5 CARTA DELLE AREE OMOGENEE 20

6 CARTA DELLA PERICOLOSITÀ PRELIMINARE E DEFINITIVA: MODELLAZIONE ED ANALISI NUMERICA DELLA STABILITÀ DEL PENDIO- REVISIONE 21

6.1 METODOLOGIA OPERATIVA 22

6.2 INTRODUZIONE ALL'ANALISI DI STABILITÀ 22

6.3 METODO PER IL CALCOLO DELLA STABILITÀ GLOBALE DI VERSANTE- PENDIO INDEFINITO 23

6.4 DEFINIZIONE PERICOLOSITÀ PRELIMINARE E DEFINITIVA 24

6.5 PROFILI DI STABILITÀ GLOBALE: ELABORAZIONI PROGRAMMA GEOSTRU-SLOPE 27

6.5.1 Risultati 28

7 SINTESI TECNICA: PROPOSTA DI RIPERIMETRAZIONE E DEFINIZIONE DELLA NUOVA FATTIBILITÀ GEOLOGICA 29

8 ALLEGATO: PENDIO INDEFINITO 30

8.1 AREA 1 30

8.2 AREA 2 31

1 PREFAZIONE

Il presente documento è l'aggiornamento della documentazione geologica di supporto al PGT del comune di DOMASO (CO) richiesto dalla Regione Lombardia (protocollo Z1.2010.0010328 del 18/05/2010).

In particolare le indicazioni sono relative ad un riallineamento delle tavole nei settori di approfondimento tecnico (aree Fq ed Esondazione T. Livo) e a piccole revisioni nelle norme geologiche e nelle relazioni generali.

Nella presente relazione, la parte integrata concerne:

la norma riportata a pag. 16 dell'allegato "Norme Geologiche" va riformulata specificando che l'eventuale trasformazione e/o cambio d'uso degli edifici singoli ubicati in zone poco accessibili non rilevati nella fase di analisi del presente studio, deve essere preceduta da uno studio geologico (redatto ai sensi della direttiva n. 7374/08) relativo all'ambito di trasformazione ed esteso ad un significativo intorno, che attesti la compatibilità degli interventi con lo stato del dissesto presente e a seguito del cambio di classe di fattibilità geologica da attuarsi con apposita variante urbanistica in conformità alla normativa vigente;

si chiede di attribuire idonea classe di fattibilità alle aree ricadenti all'interno della perimetrazione ex L.267/98 attualmente individuate esclusivamente come zona 1 e zona 2;

si chiede di adeguare la tabella riportata a pag. 20 della relazione generale (correlazione tra classi di pericolosità, fattibilità e voci legenda PAI) sulla base di quanto definito nella d.g.r. n. 7373/2008;

la dichiarazione sostitutiva dell'atto di notorietà di cui all'Allegato 15 della D.G.R. n. 7374/2008 deve essere adeguata in merito al riferimento relativo allo studio geologico oggetto del presente aggiornamento;

si chiede di motivare adeguatamente, in relazione, le modifiche apportate alla carta della fattibilità, delle aree riclassificate da 4 a 3 nella zona nord-est del territorio comunale;

per quanto riguarda lo studio di dettaglio "Analisi delle aree in dissesto (ambiti Fq del P.A.I.)" si fa presente quanto segue:

- alla luce delle considerazioni riportate a pag. 12 in merito ai fenomeni di sovralluvionamento dell'area causati da fenomeni di colate detritiche, si chiede di integrare tale studio con la valutazione del volume di materiale detritico rimobilizzabile lungo il corso d'acqua (bacino n. 2);

- le cartografie relative alle aree 1 e 2 dello studio di dettaglio (pericolosità, fattibilità e PAI) devono essere adeguate sulla base di quanto riportato in tabella 2 (correlazione tra classi di pericolosità, fattibilità e voci legenda PAI) della d.g.r. n. 7374/2008 riportando altresì le corrette perimetrazioni (Fa, Fq e Fs); tali modifiche devono essere apportare anche alla cartografia dell'intero studio geologico;

per quanto riguarda lo studio di dettaglio "Analisi di pericolosità del conoide T. Livo" si fa presente quanto segue:

- si prende atto dello studio per la riperimetrazione dell'area, condotto secondo le metodologie di cui all'Allegato 2 della d.g.r. 8/7374/08, riguardanti la valutazione e zonazione della pericolosità generata da colate di detrito e trasporto in massa lungo le conoidi alpine. Si chiede pertanto di rivedere la perimetrazione dell'area 267 (zona 1 e zona 2) alla luce di quanto riportato nella carta della pericolosità definitiva. Anche in questo caso tali modifiche devono essere apportare anche alla cartografia dell'intero studio geologico.

Per completezza di analisi si riporta di seguito tutta la relazione tecnica a supporto dello studio geologico, completa ed aggiornata nelle rispettive richieste.

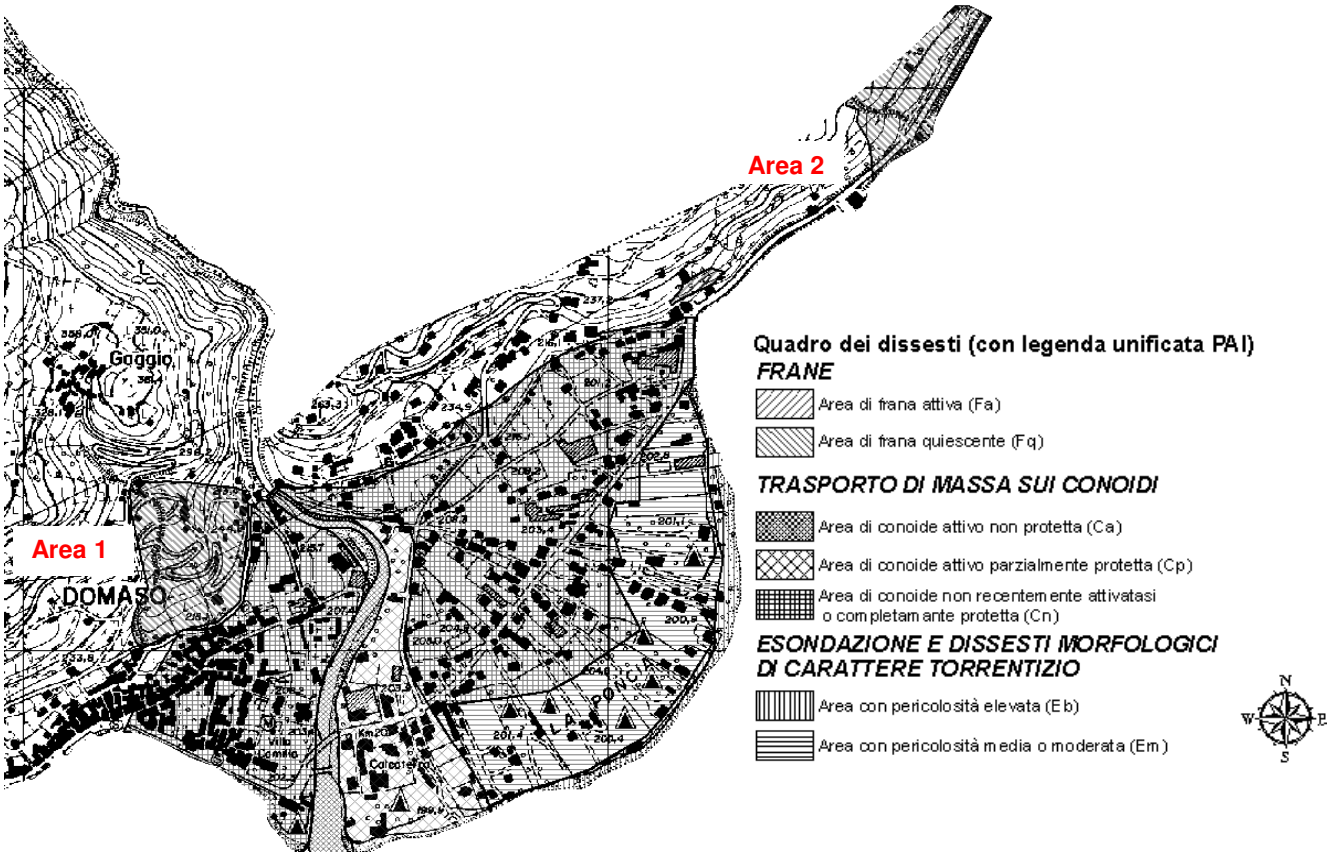
2 SINTESI

La presente relazione è stata redatta con lo scopo di valutare la stabilità di due porzioni di versante attualmente segnalate nel P.A.I. come frane quiescenti (Fq) e quindi corrispondenti alle classi di fattibilità 3 e 4 (consistenti e gravi limitazioni).

Questo studio specifico è stato quindi effettuato per verificare la compatibilità delle aree ad una loro conversione da classe di fattibilità con gravi limitazioni (4) ad una con consistenti e/o modeste limitazioni (3a e 2).

La prima area è localizzata a monte dell'abitato di Domaso in corrispondenza della strada che collega l'abitato alla frazione di Gaggio.

La seconda area si trova in parte nel territorio comunale di Domaso e in parte in quello di Vercana.



3 RILIEVO DI DETTAGLIO

3.1 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Le aree sono caratterizzate dalla presenza di depositi glaciali con spessori variabili e compresi tra 0,5 m e 2 m. Le caratteristiche dei terreni sono quelle di depositi glaciali prevalentemente semi coerenti con livelli superficiali caratterizzati da abbondante matrice fine.

Sono presenti terreni di origine lacustre nel settore adiacente al lago (area 2).

Al di sotto è presente il substrato che è visibile in affioramento sia nell'alveo del Torrente Livo, per quanto riguarda la prima area, sia nel valletto della seconda area.

La presenza di una stratigrafia caratterizzata da un orizzonte superficiale permeabile e di un substrato impermeabile al di sotto contribuisce alla facile formazione di falde sospese causate da processi di infiltrazione delle acque piovane nel primo strato. L'acqua non potendo permeare il substrato si accumula nello strato superficiale ed è causa principale di scivolamenti.

Da un punto di vista geotecnico i materiali hanno discrete qualità meccaniche di resistenza al taglio in assenza di precipitazioni, mentre se si saturano gli stessi alcuni parametri si modificano e cambiano le caratteristiche geotecniche. In particolare si avranno un aumento di peso, una riduzione dell'angolo d'attrito e l'annullamento della coesione.

3.2 CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE

Il rilievo condotto nelle due aree non hanno evidenziato grossi movimenti. Sono presenti alcuni lievi dissesti causati da movimenti superficiali della cotica erbosa.

È comunque da sottolineare che le pendenze medio – elevate possono facilitare l'instabilità del pendio. Proprio quest'ultima considerazione ha portato ad una valutazione e verifica della stabilità globale dei due pendii, come esposto nei capitoli successivi della presente relazione.

Le due aree in studio sono caratterizzate dalla presenza di numerosi muretti a secco che in base alla loro manutenzione possono dimostrarsi da un lato ottimi interventi che contribuiscono alla stabilizzazione dell'area, dall'altro elementi che possono aggravare e/o peggiorare una possibile situazione di instabilità se in atto.

La valutazione del loro stato attuale e la sistemazione di quei muretti che dimostrano stati di abbandono potrebbe assicurare una stabilità del versante anche nelle aree dove le pendenze risultano essere maggiori.

Bisogna inoltre considerare che l'area 1 è molto urbanizzata ed è percorsa dalla strada comunale che collega Domaso alla frazione di Gaggio.

La presenza della rete viaria, impermeabile, e di fabbricati in caso di piogge, con particolare riferimento a quelle brevi ed intense, determina un immediato scorrimento superficiale delle acque. Queste se non vengono ben raccolte ed incanalate possono originare erosioni localizzate.

Nel sentiero pedonale, a lato dei tornanti della strada comunale, è stato rilevato il crollo parziale di un muretto causato sia dalle pendenze del terreno a monte sia dalla scarsa manutenzione dello stesso.

3.3 CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E IDROGEOLOGICHE

Nelle due aree sono presenti due valletti solo in parte regimati.

L'alveo del torrente a monte dell'abitato di Domaso (area 1) è regimato con opere spondali in pietrame e calcestruzzo su tutta la lunghezza del tratto in esame, mentre il fondo alveo è solo in piccole porzioni sistemato con opere quali selciature.

Il Torrente localizzato nella porzione più distale del comune di Domaso (area 2) non è regimato sulla sua lunghezza, ma solo nella parte terminale. A monte della strada statale Regina il torrente compie un salto idraulico causato dalla roccia affiorante nel valletto e successivamente viene intubato fino a lago.

Per meglio valutare le caratteristiche idrologiche dei due impluvi sono state eseguite verifiche per permettere di stimare le portate dei bacini sottesi e di conseguenza verificare l'efficacia delle opere realizzate e le loro capacità di smaltimento.

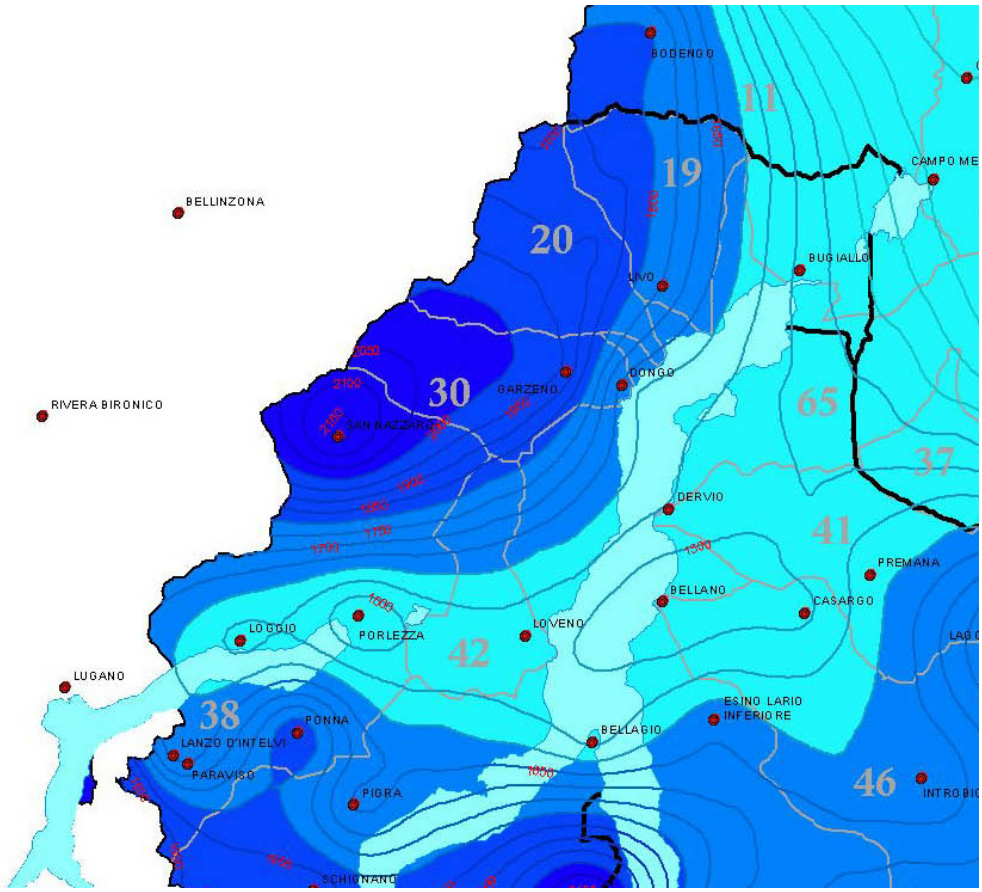
3.3.1 Regime pluviometrico dell'area

Le caratteristiche climatiche rappresentano un fattore molto importante; basti ricordare l'influenza delle precipitazioni (soprattutto se brevi ed intense) sul regime delle portate dei torrenti o delle sorgenti o nella stabilità dei versanti.

In riferimento all'analisi bibliografica (Regione Lombardia, "Carta delle precipitazioni del territorio alpino lombardo" a cura di *M. Ceriani e M. Carelli*) nel periodo 1891 – 1990 è stata redatta una carta delle precipitazioni con lo scopo di dare un supporto agli studi di carattere ambientale e definire alcuni interessanti aspetti.

I dati utilizzati per l'elaborazione della carta sono stati ricavati dagli "*Annali Idrologici - parte prima*" del Servizio Idrografico, Ufficio Idrografico del Po, dal 1913 al 1983, e dalla Pubblicazione n.24 *"Precipitazioni medie mensili ed annue e numero dei giorni piovosi per il trentennio 1921 - 1950 - Bacino del Po"*. Per alcune aree particolarmente significative i dati sono stati integrati, fino al 1990, con il reperimento diretto degli stessi presso le aziende idroelettriche (AEM, ENEL Sondel) e il Servizio Idrografico medesimo. Particolare cura è stata riservata nella raccolta dei dati antecedenti il 1913 con una ricerca condotta nel Volume II - Bacino Imbrifero del Po - *"Osservazioni Pluviometriche raccolte a tutto l'anno 1915"* - Roma 1922, sempre del Servizio Idrografico.

Nella figura sottostante è mostrato uno stralcio della carta delle precipitazioni medie per l'area in studio.



Legenda

- fiumi
- laghi
- province
- bacini idrografici
- stazioni pluviometriche

Isoiete medie Kriging

650 - 800	650 - 800
801 - 1000	801 - 1000
1001 - 1200	1001 - 1200
1201 - 1400	1201 - 1400
1401 - 1600	1401 - 1600
1601 - 1800	1601 - 1800
1801 - 2000	1801 - 2000
2001 - 2500	2001 - 2500

Eventi meteorici recenti

L'area compresa tra la parte alta del Lario e la Valtellina fu duramente colpita dall'alluvione del giugno 97 e, in minor modo, dai successivi episodi del novembre 2000 e 2002. Nel territorio si attivarono una serie di dissesti anche all'interno di ambiti che, fino ad allora, erano stati ritenuti di non particolare instabilità.

L'analisi degli eventi ha permesso di valutare come i dissesti fossero stati influenzati da una situazione territoriale predisponente e dai fattori scatenanti.

Quindi i processi morfodinamici rappresentano un'evoluzione "naturale" del territorio e non c'è dubbio che tale evoluzione sia direttamente collegabile alla particolare intensità delle precipitazioni, che in un breve lasso di tempo, successivo ad una fase preparatoria di precipitazioni, ha riversato nell'area, nell'arco delle 24 ore, 210 mm di acqua nel 1997 e valori anche superiori nel 2002.

Studio statistico dei massimi livelli del lago di Como

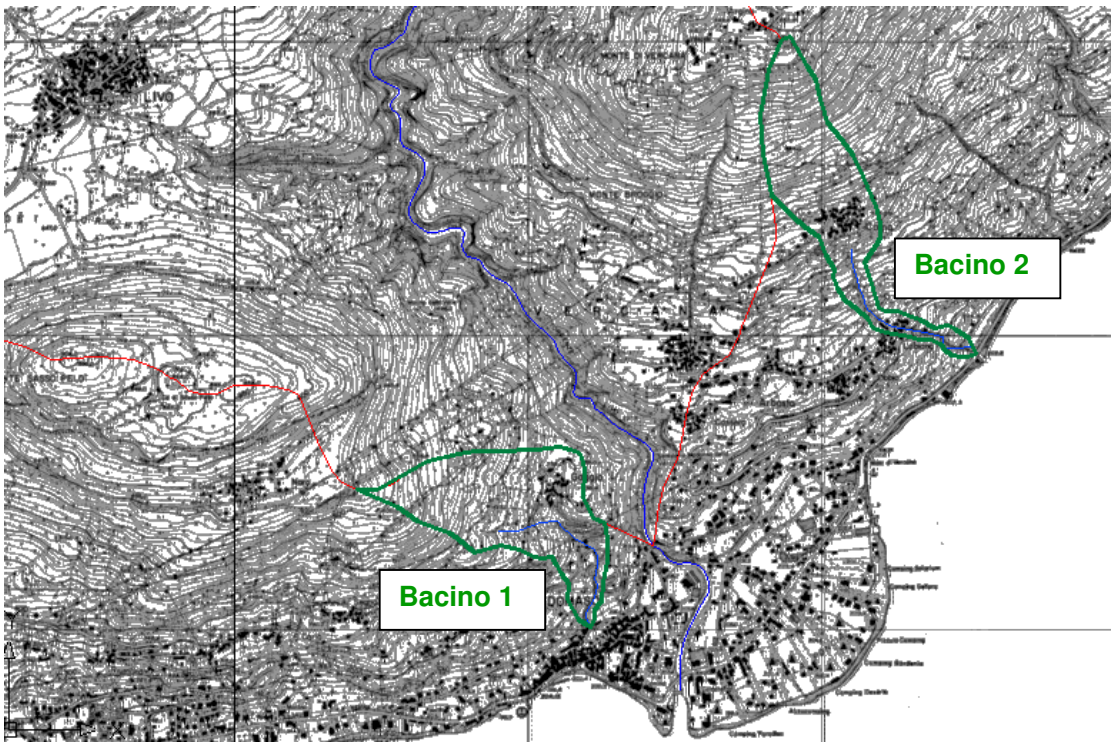
Per quanto riguarda lo studio dei massimi livelli del Lago di Como si rimanda alla relazione idraulica annessa allo studio circa la zonazione della pericolosità del conoide.

Dagli studi effettuati, per eventi con tempi di ritorno di 50 anni, il livello di piena stimato risulta essere pari a 200.25 m s.l.m..

4 VERIFICHE IDRAULICHE BACINI 1 E 2

Dal punto di vista idrologico le aree in studio sono interessate dalla presenza di due bacini idrografici. Al fine di valutare le portate al colmo dei bacini e le capacità di smaltimento delle acque sono state eseguite alcune verifiche idrauliche.

Nei paragrafi seguenti sono riportate le modalità di studio, mentre in allegato sono presenti le elaborazioni complete.



Nello stralcio della Carta Tecnica Regionale sono riportati i due bacini (in verde) per cui sono state effettuate le verifiche idrauliche. In rosso è evidenziato parte del bacino del Torrente Livo.

4.1 METODOLOGIA OPERATIVA

La portata al colmo attesa è stata valutata mediante una metodologia che ricava il valore atteso di portata utilizzando come parametro di riferimento l'area del bacino imbrifero sotteso dalla sezione considerata.

Per determinare il tempo di corrivazione è stata utilizzata la formula di Giandotti che esprime tale valore in funzione della superficie, della lunghezza dell'asta principale, dell'altezza media e di chiusura del bacino.

$$t_c = \left(4 * \sqrt{S} + 1{,}5 * L\right) \div \left(\left(0{,}8 * \sqrt{Hm - Ho}\right) \right)$$

in cui:

S = superficie del bacino in esame

L = lunghezza del percorso idraulicamente più lungo del bacino

H_m = altitudine media del bacino

H_o = altitudine della sezione di chiusura del bacino

Per la determinazione delle portate è stato utilizzato il metodo razionale.

Questa formula esprime il valore della portata in funzione del valore dell'intensità di precipitazione ragguagliata i_r (mm).

L'analisi idrologica ed idraulica è stata svolta alla luce di quanto indicato nel Piano per l'assetto idrogeologico del Bacino del Po. Norme d'attuazione – Allegato 1- Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica. La Direttiva, in attuazione dell'art 10 del P.A.I., contiene i valori delle precipitazioni intense nelle diverse aree del bacino.

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto si effettua attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h(t) = a * t^n$$

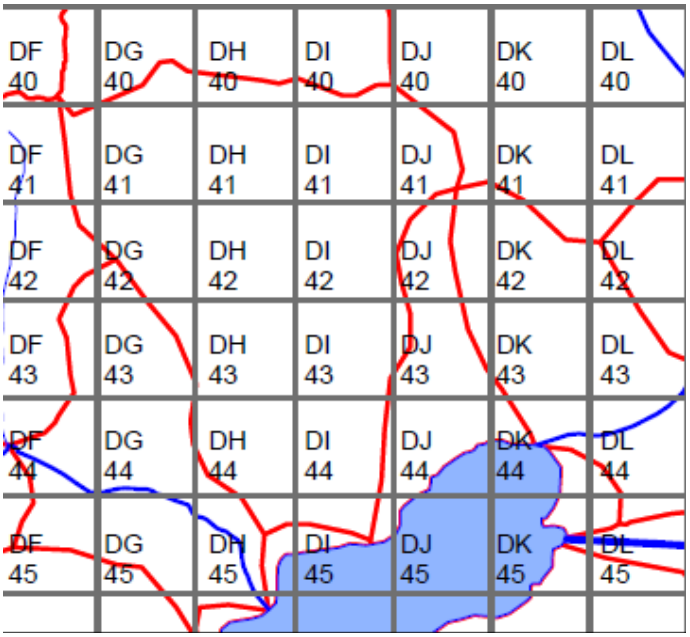
in cui i parametri **a** ed **n** dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

Le precipitazioni brevi ed intense che possono determinare le massime piene del torrente in esame non sono riportate negli Annali Idrologici pertanto, per la determinazione con vari tempi di ritorno dei parametri **a** ed **n** è stato utilizzato il reticolo di 2 km di lato, contenuto nel Progetto **di Piano Stralcio** suddetto, nel quale si analizza la frequenza delle piogge intense attraverso l'interpolazione spaziale eseguita con il metodo di kriging dei parametri **a** ed **n** delle linee segnalatrici. L'elaborato consente il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino,

a meno dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 20,100,200 e 500 anni.

Per i due bacini i parametri **a** ed **n** sono così definibile:

- Bacino 1 quadrante DI45
- Bacino 2 quadrante DJ44



DI42	525000,00000	5117000,00000	44,58	0,365	56,67	0,362	61,84	0,361	68,65	0,359
DI43	525000,00000	5115000,00000	45,51	0,363	57,94	0,359	63,25	0,358	70,25	0,356
DI44	525000,00000	5113000,00000	46,64	0,359	59,48	0,355	64,96	0,353	72,19	0,352
DI45	525000,00000	5111000,00000	47,81	0,355	61,07	0,350	66,74	0,348	74,21	0,347
DI46	525000,00000	5109000,00000	48,93	0,352	62,60	0,347	68,44	0,345	76,14	0,344
DI47	525000,00000	5107000,00000	49,94	0,350	63,97	0,345	69,97	0,343	77,88	0,341
DI48	525000,00000	5105000,00000	50,79	0,348	65,12	0,342	71,24	0,340	79,31	0,339

DJ41	527000,00000	5119000,00000	42,79	0,367	54,30	0,363	59,21	0,362	65,69	0,360
DJ42	527000,00000	5117000,00000	43,79	0,362	55,64	0,358	60,70	0,357	67,37	0,355
DJ43	527000,00000	5115000,00000	44,73	0,360	56,92	0,355	62,13	0,354	68,99	0,352
DJ44	527000,00000	5113000,00000	45,84	0,356	58,43	0,351	63,81	0,350	70,90	0,348
DJ45	527000,00000	5111000,00000	46,96	0,352	59,96	0,347	65,52	0,345	72,85	0,344
DJ46	527000,00000	5109000,00000	48,03	0,350	61,43	0,344	67,16	0,343	74,71	0,341
DJ47	527000,00000	5107000,00000	49,05	0,348	62,83	0,342	68,73	0,340	76,49	0,338

Le equazioni rappresentative delle curve di probabilità pluviometrica così trovate, non possono essere utilizzate direttamente per il calcolo degli afflussi effettivi sui bacini imbriferi in quanto l'intensità di precipitazione durante un certo evento all'interno di un'area assegnata varia da

punto a punto, in misura spesso rilevante. Questa variabilità è tanto più accentuata quanto maggiore è l'estensione dell'area esaminata. Per questa ragione si usa in pratica fare riferimento a curve di possibilità pluviometrica areali, esprimenti cioè il legame per un definito tempo di ritorno tra l'altezza media di pioggia, che in un'assegnata durata cade su una superficie di area A (altezza di pioggia ragguagliata all'area), e la durata stessa.

I metodi per ottenere il ragguaglio delle piogge all'area sono numerosi, ma non sempre di facile applicazione. Nel nostro caso si ritiene valida l'applicazione del coefficiente di riduzione di **0,90**.

A questo punto, applicando il metodo razionale si ottiene, tramite la seguente funzione:

$$Q_c = 0{,}2778 * c * i_r * S$$

dove:

Q_c = portata al colmo (m^3/s)

c = coefficiente di deflusso

i_r = intensità di pioggia

S = superficie del bacino (km^2)

Il metodo considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino,
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T_r di quello dell'intensità di pioggia,
- il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione,
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del tempo di corrivazione t_c.

4.1.1 Risultati

Le elaborazioni complete sono riportate in allegato, mentre di seguito sono presenti solo le tabelle con i risultati di portata ottenuti.

BACINO 1		
	Sezione a monte	**Sezione a valle**
Tempo di ritorno (anni)	**Portate al colmo (Qc m^3/s)**	**Portate al colmo (Qc m^3/s)**
20	1.977	2.152
100	2.554	2.767
200	2.788	3.031
500	3.104	3.375

BACINO 2	
Tempo di ritorno (anni)	**Portate al colmo (Qc m^3/s)**
20	2.315
100	2.975
200	3.254
500	3.627

Le acque vengono smaltite a lago attraverso una tubazione. In allegato sono prese in considerazione le capacità di smaltimento delle acque nella situazione attuale.

Il recente episodio di alluvionamento dell'area (luglio 2009 – interruzione SS Regina – tratto fra comune di Domaso e Vercana) ha evidenziato come la problematica idrologica sia correlabile ad episodi di colate detritiche.

Tali colate, viste le notevoli pendenze, defluiscono facilmente nell'alveo (con processi in genere limitati ad erosione lineare) e si espandono in corrispondenza della viabilità statale (punti di attraversamento e/o accumulo).

4.2 TRASPORTO SOLIDO BACINO 2

L'analisi relativa a tale aspetto deve comunque essere considerata all'interno del contesto della estrema esiguità del bacino che limita la possibilità di trasporto solido "in sospensione o di fondo" a favore di un più possibilistico trasporto occasionale di massa.

In pratica non è definibile alcuna tipologia di trasporto solido costante, ma solo di tipo "eccezionale" ovvero legati ad episodi locali (es. frane) non quantificabili; si tratta quindi di una dinamica imprevista, imprevedibile e non quantificabile correttamente ai fini dei dimensionamenti idraulici.

Si è comunque cercato di implementare l'analisi anche relativamente a tale aspetto.

TRASPORTO DI MASSA

Con tale termine sono indicati gli episodi di colate detritiche, generalmente improvvise, che interessano gli ambiti di scorrimento superficiale di acque (**il bacino in esame non ha indizi morfologici e/o storici di tale dinamica**).

In genere tali scorrimenti sono tipici di piccoli alvei o torrenti in forte erosione, ovvero con bacini ricchi di copertura superficiale.

L'assetto geologico dei differenti bacini è caratterizzato da coperture differentemente estese e da substrato roccioso e da stabilità diffusa.

Il potenziale apporto improvviso da frane in terra e/o altro è una possibilità remota e non rappresenta una modalità periodica e/o storica dei comportamenti dell'asse vallivo.

Tale dinamica presenta due distinti scenari:

- passaggio di una colata detritica;
- evento di piena con trasporto solido.

Ciò che contraddistingue i due scenari ipotizzati è la diversa evoluzione del fenomeno ed in particolare la durata dell'evento e quindi il diverso valore al picco dell'evento.

Nell'ipotesi di colata detritica il picco della portata solida può essere determinato indicativamente adottando il metodo di tipo volumetrico a partire dalla portata liquida.

In relazione ai rilievi preliminari in sito che consentono di definire il campo di applicazione della formula secondo questa ipotesi il valore al picco della portata solida può essere stimato pari a 8-10 volte la portata liquida di piena, valore che è differentemente diluito all'interno della sezione e strettamente dipendente dalla geologia, e morfologia del bacino.

È certo che in occasione di tali eventi risulta difficile se non impossibile determinare la sufficienza di una sezione di deflusso a causa di troppi fattori (es. dimensione del solido, presenza di materiale organico quali arbusti, alberi, ecc, erosioni della colata, manutenzione della sezione di deflusso ecc.).

Per la componente solida, relativamente ad un evento di piena, è certamente possibile il trasporto di materiale detritico e/o di vegetazione; tale evento è però più duraturo, in relazione comunque alla durata delle precipitazioni e diluito nel tempo; il trasporto in sospensione, con riferimento alla bibliografia, è definibile in valori pari a **1/3 – 1/4** del possibile valore di piena.

Pertanto, in riferimento ai valori di piena definiti si ha:

a) q100= 2.97 mc/s + 1/3 solido → q100 **tot = 3,96 mc/s**

4.2.1 Determinazione della portata solida nella dinamica torrentizia

Le tabelle che seguono analizzano la portata solida in condizioni di saturazione della corrente ovvero della capacità di trasporto e del campo delle pendenze d'alveo nel quale sono applicabili. Per una certa utilità pratica si sono utilizzate le formule d'autore semplificate.

Autore	Formule semplificate	Valori approssimati			
		if = 5%		if = 10%	
		q_s	$C = q_s/(q_s+q)$	q_s	$C = q_s/(q_s+q)$
Schoklitsch (1934)	$q_s = 0.94\ q\ i_f^{1.5}$	$q_s = 0.011q$	0.011	$q_s = 0.030\ q$	0.029
Smart & Jaegge (1984)	$q_s = 2.55\ q\ i_f^{1.6}$	$q_s = 0.006\ q$	0.021	$q_s = 0.065\ q$	0.061
Richenmann (1990)	$q_s = 5.83\ q\ i_f^{2}$	$q_s = 0.146\ q$	0.015	$q_s = 0.058\ q$	0.055
Mizuyama e Shimohigashi (1985) (*)	$q_s = 8.36\ q\ i_f^{2}$ (*)	$q_s = 0.021\ q$	0.021	$q_s = 0.084\ q$	0.077
Mizuyama (1991)	$q_s = 5.50\ q\ i_f^{2}$	$q_s = 0.014\ q$	0.014	$q_s = 0.055\ q$	0.052

(*) (per A = 20 e A = 25 con $\Delta = 1.65$ è rispettivamente $A/\Delta^{-2} = 7.35$ e $A/\Delta^{-2} = 9.18$ con valor medio 8.36)

Autore	Formule semplificate	Valori approssimati			
		if = 15%		if = 20%	
		qs	C = qs/(qs+q)	qs	C = qs/(qs+q)
Schoklitsch (1934)	$q_s = 0.94\ q\ i_f^{1.5}$	$q_s = 0.055q$	0.052	$q_s = 0.084q$	0.08
Smart & Jaegge (1984)	$q_s = 2.55\ q\ i_f^{1.6}$	$q_s = 0.123\ q$	0.11	$q_s = 0.194\ q$	0.16
Richenmann (1990)	$q_s = 5.83\ q\ i_f^{2}$	$q_s = 0.131\ q$	0.12	$q_s = 0.233\ q$	0.19
Mizuyama e Shimohigashi (1985)	$q_s = 8.36\ q\ i_f^{2}$ (*)	$q_s = 0.188\ q$	0.16	$q_s = 0.334\ q$	0.25
Mizuyama (1991)	$q_s = 5.50\ q\ i_f^{2}$	$q_s = 0.124\ q$	0.11	$q_s = 0.220\ q$	0.18

(*) (per A = 20 e A = 25 con $\Delta = 1.65$ è rispettivamente $A/\Delta^{-2} = 7.35$ e $A/\Delta^{-2} = 9.18$ con valor medio 8.36)

Adottando queste formule per il caso in esame e considerando una pendenza media per il tratto analizzato del 20/% (anche se maggiore) si ottiene una portata solida (max) nella dinamica torrentizia paria a ***0,75 mc/s*** valore che va sommato alla portata liquida, ottenendo valori analoghi a quelli precedentemente definiti.

4.2.2 Verifiche

Anche nelle ipotesi di trasporto solido così come calcolato, le sezioni di deflusso risultano verificate, nel limite della "teoricità di verifica" e delle necessarie condizioni al contorno, prime fra tutte la manutenzione dell'alveo

4.3 COLATE DETRITICHE: PORTATA DI PICCO

Nell'ipotesi di colate detritiche (es. evento franoso) supponendo che la velocità di avanzamento del fronte sia praticamente uguale a quella dell'acqua in arrivo, dalla bibliografia si ricava:

$$Q_{df} = Q_o \frac{C^*}{C^* - C}$$

dove C e la concentrazione di volume della fase solida e C* e la concentrazione solida di massimo impaccamento. Q_{df} è la portata di picco della colata e Q_o la portata liquida di picco calcolabile con i metodi usuali dell'idrologia.

Si può assumere per gli ammassi naturali C* = 0.65, mentre la concentrazione della colata può, secondo Takahashi, essere calcolata assumendo che per pendenze sufficientemente elevate (i>20%), la concentrazione della colata sia pari al 90% della concentrazione massima:

- se i>20% → C = 0.9 C*

Con tali posizioni si ottiene:

$$Q_{df}=10\ Q_o$$

Nel caso di pendenze minori, la concentrazione della colata viene assunta pari a quella della colata satura, in condizioni di movimento incipiente:

- se i<20% → C = tanG / A(tancp - tanG)

In pratica si ha che la concentrazione della colata e compresa tra i seguenti limiti:

$$0.3 < C/C^* < 0.9$$

cui consegue

$$1.43Qo<Qdf<10Qo$$

Q_{df} :la portata di picco della colata

Q_o : la portata liquida di picco.

Considerata la portata liquida rispettivamente di 2,97 mc/s e l'ambito di applicazione, la portata di picco della colata ha un range di valori compresi fra 4,24 mc/s e 27 mc/s.

Osservazioni di campo e relazioni empiriche

Per quanto riguarda la disponibilità di relazioni empiriche, riportiamo quelle ricavate da Rickenmann (1997) per il fatto che sono state dedotte utilizzando i parametri delle colate osservate sul territorio svizzero (vicino al contesto in esame) che sviluppandosi sull'arco alpino può far assistere a tipologie di colata prossime a quelle che possono verificarsi nel territorio in esame.

L'autore calcola il valore della portata massima della colata (Q_{max}) mediante la seguente relazione:

$$Q_{max} = 0.135\ Gs^{0.78}$$

G_s: volume solido ipotizzato al collasso (es piccolo dissesto)

4.3.1 Analisi dei risultati

Per le portate di massima colata si è utilizzata la formula di Rickemann e i risultati ottenuti sono stati raffrontati con i rapporti di componente solida e liquida secondo Takahashi riportati nel paragrafo precedente. (ipotizzando un volume di partenza – frana coerente con le osservazioni dell'area)

FORMULA DI RICKENMANN $Q_{max} = 0.135\ G_s^{0.78}$

Coefficiente	Gs m^3	Potenza		Q_{max} m^3/s
0,135	5	0,78	3,5091	0,473729437
0,135	10	0,78	6,0256	0,813455441
0,135	15	0,78	8,2671	1,116053338
0,135	20	0,78	10,347	1,396809452
0,135	25	0,78	12,314	1,662367254
0,135	30	0,78	14,196	1,916409642
0,135	35	0,78	16,009	2,161259141
0,135	40	0,78	17,767	2,398504633
0,135	45	0,78	19,476	2,629296294
0,135	50	0,78	21,144	2,854502133
0,135	55	0,78	22,776	3,074798541
0,135	60	0,78	24,376	3,290726161
0,135	65	0,78	25,946	3,502726166
0,135	70	0,78	27,49	3,711164795
0,135	75	0,78	29,01	3,916350511
0,135	80	0,78	30,508	4,118546354
0,135	85	0,78	31,985	4,317979047
0,135	90	0,78	33,443	4,51484584
0,135	95	0,78	34,884	4,709319769
0,135	100	0,78	36,308	4,901553739
0,135	150	0,78	49,814	6,724886371
0,135	200	0,78	62,345	8,416609251
0,135	250	0,78	74,198	10,01675324 ¶

5 CARTA DELLE AREE OMOGENEE

Le aree omogenee sono state definite confrontando e sovrapponendo i dati derivanti dalle carte clivometrica e litotecnica.

La carta clivometrica è stata redatta sulla base del volo aerofotogrammetrico a scala 1:5.000 del Comune di Domaso ed in funzione delle caratteristiche morfologiche del versante sono state evidenziate sette classi di pendenza.
La carta litotecnica caratterizza l'area in studio in base ai parametri fisico-meccanici delle terre ed in particolare alle caratteristiche di resistenza al taglio. Nell'area sono state evidenziate due litofacies, di cui una caratterizza unicamente l'area costiera nell'area 2.
Il documento redatto e la conseguente carta ha consentito di individuare 8 classi omogenee ove la differenziazione è legata prevalentemente alle differenti pendenze.

Le classi omogenee sono state così definite:

Zone omogenee	Pendenza	Parametri meccanici
1	<20%	γ=1850-2050 kg/m^3; φ=27°
2		γ=1900-2100 kg/m^3; c=0,2 kg/cm^2; φ=36°
3	20-30%	γ=1900-2100 kg/m^3; c=0,2 kg/cm^2; φ=36°
4	30-35%	γ=1900-2100 kg/m^3; c=0,2 kg/cm^2; φ=36°
5	35-50%	γ=1900-2100 kg/m^3; c=0,2 kg/cm^2; φ=36°
6	50-55%	γ=1900-2100 kg/m^3; c=0,2 kg/cm^2; φ=36°
7	55-65%	γ=1900-2100 kg/m^3; c=0,2 kg/cm^2; φ=36°
8	65-90%	γ=1900-2100 kg/m^3; c=0,2 kg/cm^2; φ=36°

6 CARTA DELLA PERICOLOSITÀ PRELIMINARE E DEFINITIVA: MODELLAZIONE ED ANALISI NUMERICA DELLA STABILITÀ DEL PENDIO- REVISIONE

La fase di successiva analisi, dopo aver predisposto la tavola delle classi omogenee è stata dapprima la definizione della pericolosità preliminare e successivamente della pericolosità definitiva.

Per tale processo è stata prioritaria la valutazione della stabilità delle terre ed il successivo confronto con le caratteristiche idrogeologiche, vegetazionali e l'interazione con le opere esistenti.

Nel rispetto delle prescrizioni regionali, si è provveduto ad una migliore definizione delle singole classi di pericolosità preliminare e definitiva, ovvero separando i differenti gradi parzialmente unificati nella pregressa analisi

Da un punto di vista meccanico la vegetazione può agire in diversi modi sui processi di dissesto. Innanzitutto ha un'azione di rinforzo meccanico legato alla mobilizzazione della resistenza a trazione delle radici per mezzo dell'attrito che si genera tra suolo e radici stesse.

In secondo luogo, nel caso della vegetazione arborea le piante, ancorandosi al substrato attraverso l'apparato radicale possono generare un effetto contrafforte in grado di scaricare parte delle tensioni del terreno e al tempo stesso offrire un supporto alla parte del versante che grava direttamente su di esse.

In taluni casi la vegetazione arborea può costituire sovraccarico in grado di destabilizzare i versanti, effetto rilevante nel caso di boschi d'alto fusto. Esistono inoltre dimostrazioni in bibliografia che in alcune condizioni, quali bassa coesione e pendenza moderata, il sovraccarico ha invece un effetto stabilizzante. Controverse sono anche le opinioni sull'effetto leva del vento che agendo sulla chioma trasferisce, mediante il fusto, le tensioni al terreno. Tale effetto è ritenuto stabilizzante in relazione della direzione del vento ed all'inclinazione del versante, mentre nel caso di versanti rocciosi le radici possono creare delle fessurazioni che riducono la resistenza del substrato lapideo.

Per quanto riguarda la presenza di manto erboso può produrre effetti sia positivi sia negativi. Infatti, a seguito di piogge intense permette la non infiltrazione delle piogge, ma di contro lo scorrimento e la concentrazione delle acque in posizioni in cui si possono verificare escavazioni localizzate.

6.1 METODOLOGIA OPERATIVA

I settori di versante sono costituiti da depositi glaciali di spessori variabili poggianti su substrato roccioso.

Nell'area 1 il substrato roccioso non è visibile tranne che in coincidenza dell'alveo del torrente Livo, per cui gli spessori dei depositi possono essere dell'ordine di 2-3 metri.

Nella zona 2 il substrato roccioso è affiorante a monte dell'area in studio, nel valletto presente e a monte della strada provinciale; per questo motivo gli spessori massimi saranno dell'ordine di 1-1,5 metri. Inoltre nella zona adiacente al lago sono presenti depositi lacustri.

La stabilità dei depositi dipende da numerosi fattori tra i quali i più importanti sono l'inclinazione del pendio, lo spessore dei depositi e lo stato di saturazione in cui si trovano, la tipologia di vegetazione, oltre al principale fattore rappresentato dai parametri fisico-meccanici.

Di seguito viene fornita la descrizione di alcuni dei metodi più noti ed utilizzati per la valutazione della stabilità dei depositi superficiali.

6.2 INTRODUZIONE ALL'ANALISI DI STABILITÀ

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni sono anisotropi ed il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico, ma anche da quello normale.

A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

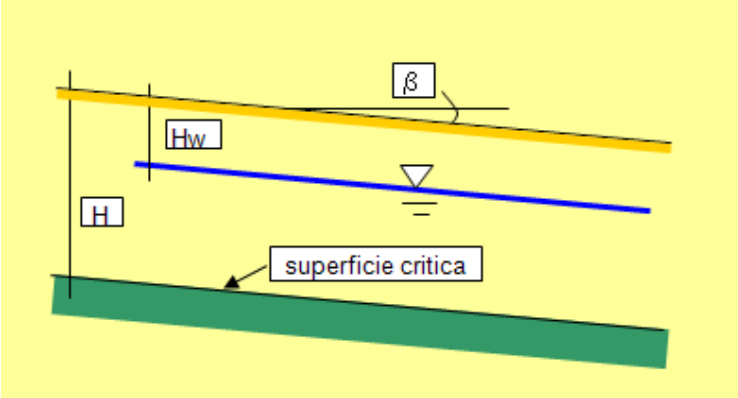
(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (C) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

6.3 METODO PER IL CALCOLO DELLA STABILITÀ GLOBALE DI VERSANTE- PENDIO INDEFINITO

L'analisi attuata è lo sviluppo successivo alla discretizzazione delle aree omogenee effettuato nel settore in esame.

Ogni ambito presenta una sovrapposizione fra pendenza omogenea e parametri meccanici; la successiva fase di verifica di stabilità, attuata con un foglio di calcolo, prevede la verifica del pendio indefinito mediante la seguente formula:



$$Fs=\frac{c'}{(h_w\times\gamma_{sat}+\gamma\times h)\times sen\beta\times\cos\beta}+\frac{(h_w\times\gamma'+\gamma\times h)\times tg\varphi'}{(h_w\times\gamma_{sat}+\gamma\times h)\times tg\beta}$$

Dove

γ	Peso dell'unità di volume
γ_s	Peso specifico dei grani
γ_w	Peso specifico dell'acqua
γ_{sat}	Peso dell'unità di volume saturo
γ'	Peso dell'unità di volume immerso
c'	Coesione efficace
ϕ'	Angolo d'attrito interno efficace
β	Angolo d'inclinazione del pendio
H	Spessore dello strato dei terreni della coltre superficiale eluvio-colluviale
h	Profondità del pelo libero della falda dal piano campagna
h_w	Altezza della falda = H-h

6.4 DEFINIZIONE PERICOLOSITÀ PRELIMINARE E DEFINITIVA

Ad ogni valore di pendenza dell'area si è abbinato un differente coefficiente di sicurezza i cui dati sono sintetizzati nei grafici riportati nella sezione tecnica (allegato elaborati di verifiche) del presente studio e nelle tabelle sottostanti.

L'analisi ha quindi consentito di definire i differenti "range" del fattore di sicurezza al variare dell'inclinazione del pendio e dei parametri fisici caratteristici delle due aree, in accordo con la normativa attuale, e successivamente di assegnare le classi di pericolosità preliminare.

Parametri utilizzati per calcolare il fattore di sicurezza con il metodo del pendio indefinito	
Peso di volume terreno	18.6 kN/m^3
Prof. Falda da p.c.	0.2 m
Spessore strato terreno	1 m
Pendenza pendio	variabile
Angolo d'attrito	31°
Coesione	7.0 kPa
Coeff sismico orizzontale	0.07

Classi di pendenza (%)	Pendenza (°)	Fattore di sicurezza (pendio indefinito)	**Range fattore di sicurezza da normativa**	Pericolosità preliminare
<30%	<17	>2.07	**>2.00**	H1
30-50%	17-27	2.07-1.37	**2.00-1.40**	H2
50-65%	27-33	1.37-1.18	**1.40-1.20**	H3
65-90%	33-42	1.18-1.02	**1.20-1.00**	H4

Successivamente si sono ridefinite le porzioni di territorio tenendo in considerazioni le caratteristiche idrogeologiche, geomorfologiche e vegetazionali delle due aree e le possibili interazioni con opere antropiche esistenti quali strade, muretti e terrazzamenti. È stata quindi

redatta una carta di pericolosità definitiva su cui si sono eseguite alcune considerazioni circa l'assegnazione delle classi di fattibilità.

A differenza della carta di pericolosità preliminare sono stati ridefiniti alcuni limiti facendoli coincidere con i terrazzamenti che separano il pendio stabile e a bassa pendenza dalle zone di raccordo con il versante, in cui possono esserci o attivarsi dinamiche morfologiche, assegnando un grado di pericolosità maggiore a quest'ultime.

È stato aumentato il grado di pericolosità per quelle aree in cui le acque convogliate dalla viabilità possono recare danni nelle adiacenze con particolare riguardo ai tornanti stradali.

L'area prossima al lago (erroneamente inserita precedentemente in pericolosità H4) è stata correttamente ricondotta all'elemento di rischio R3 lungo il lago (nell'area 2) coincidente all'area omogenea 1 (litofacies lacustre e pendenza <20%) che può essere interessata da variazioni dei livelli della falda idrica conseguenti all'innalzamento lacustre.

In conclusione le aree sono state suddivise in quattro classi di pericolosità H1, H2, H3 e H4 e ad esse si sono fatte corrispondere le classi di fattibilità e le nuove voci legenda P.A.I..

Tabella 2: Correlazione tra classi di Pericolosità, classi di Fattibilità geologica per le azioni di piano e voci della legenda PAI

Pericolosità/rischio	*Classi di fattibilità*	*Voci legenda PAI*
H1 per crolli, crolli in massa e scivolamenti	Classe 2/3 – modeste o consistenti limitazioni	Fs – frana stabilizzata
H2 per crolli e crolli in massa H2-H3 per scivolamenti	Classe 4/3 – gravi o consistenti limitazioni	Fq – frana quiescente[2]
H3-H5 per crolli e crolli in massa H4-H5 per scivolamenti	Classe 4 – gravi limitazioni	Fa – frana attiva
R1-R2 per esondazione	Classe 2/3 – modeste o consistenti limitazioni	Em – pericolosità media o moderata di esondazione
R3 per esondazione	Classe 3 – consistenti limitazioni (con norma più restrittiva art. 9 comma 6)	Eb – pericolosità elevata di esondazione
R4 per esondazione	Classe 4 – gravi limitazioni	Ee – pericolosità molto elevata

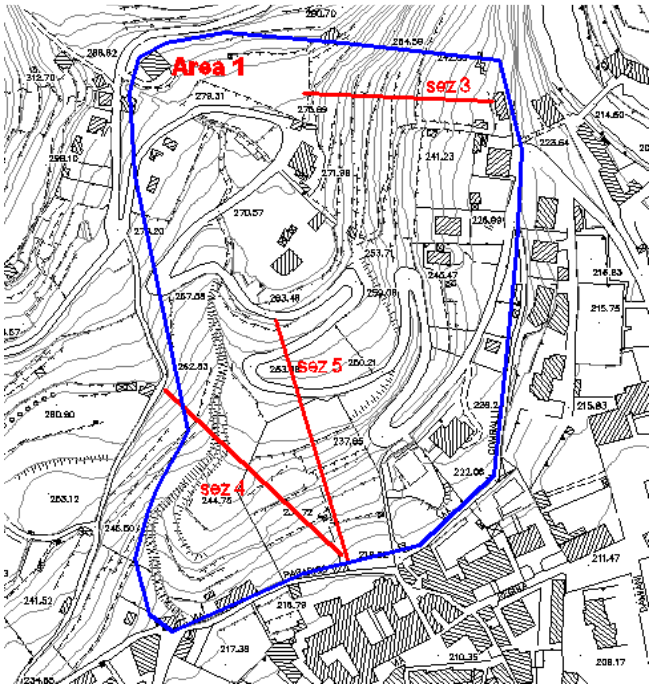
Note alla tabella 2:

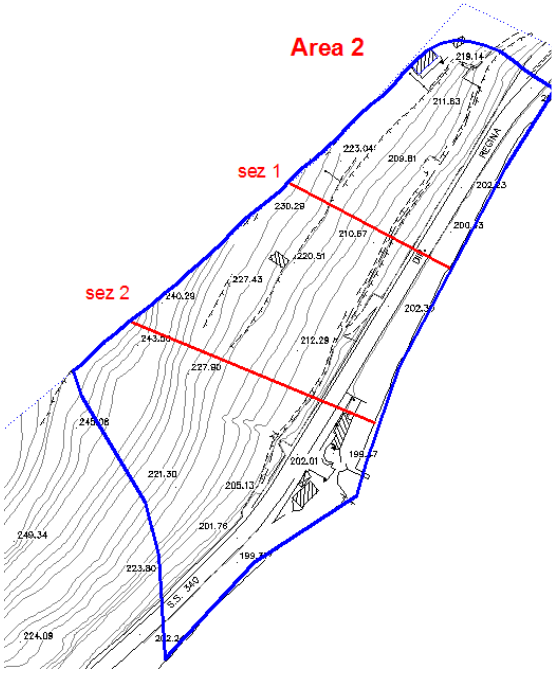
1 – Per le zone ricadenti in H3 – classe 3 di fattibilità, l'inserimento in Cp o Cn è lasciato alla valutazione del professionista. Qualora l'area venga inserita in Cp, la norma dell'art. 9, comma 8, delle N.d.A. del PAI prevale, in quanto più restrittiva, su quella di classe 3.

2 – Come previsto dall'art. 9 comma 3 delle N.d.A. del PAI alle aree Fq può essere attribuita la classe 3 di fattibilità con norma stabilita dal professionista solo nel caso sia stata effettuata la verifica di compatibilità mediante uno studio specifico sull'area e gli interventi edificatori di cui all'art. 9, comma 3, stesso siano consentiti dallo strumento urbanistico.

6.5 PROFILI DI STABILITÀ GLOBALE: ELABORAZIONI PROGRAMMA GEOSTRU-SLOPE

Sono state scelte cinque sezioni su cui valutare la stabilità del versante. In particolare tre sono localizzate nell'area 1, mentre due nell'area 2. Nello studio della stabilità globale per quanto riguarda le sezioni 1 e 2 non sono stati presi in considerazione i depositi lacustri presenti solo nei tratti terminali (semplificazione effettuata dato che non comportano problemi a livello di stabilità essendo la zona marginale).





Stralci della carta aerofotogrammetrica con ubicate le sezioni su cui è stato eseguito il calcolo di stabilità.

I parametri di resistenza utilizzati per la valutazione della stabilità globale del pendio prendono in considerazione situazioni di completa saturazione dei terreni e condizioni normali. I parametri sono riassunti nella tabella sottostante:

Condizioni completa saturazione				
	Peso unità di volume (kg/m^3)	**Peso saturo (kg/m^3)**	**Coesione (kg/cm^2)**	**Angolo di resistenza al picco (°)**
Terreno di riporto	1900	2100	0.07	31
Deposito glaciale	1900	2100	0.2	36
Substrato roccioso	2300	2500	0	45

Condizioni normali				
	Peso unità di volume (kg/m^3)	**Peso saturo (kg/m^3)**	**Coesione (kg/cm^2)**	**Angolo di resistenza al picco (°)**
Terreno di riporto	1900	2100	0.2	32
Deposito glaciale	1900	2100	0.35	37
Substrato roccioso	2300	2500	0	45

6.5.1 Risultati

Nella tabella sottostante sono riassunti i fattori di sicurezza per le sezioni rappresentative dei due versanti in studio.

	Condizioni completa saturazione			**Condizioni normali**		
	Fellenius	**Bishop**	**Janbu**	**Fellenius**	**Bishop**	**Janbu**
Sezione 1	1.79	1.9	2.15			
Sezione 2	1.79	1.92	2.16	1.8	2.17	2.33
Sezione 3	1.31	1.38	1.57	1.69	1.85	2.02
Sezione 4	2.13	2.16	2.55			
Sezione 5	2.03	2.09	2.42	2.36	2.49	2.83

7 SINTESI TECNICA: PROPOSTA DI RIPERIMETRAZIONE E DEFINIZIONE DELLA NUOVA FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Le valutazioni condotte hanno consentito di discretizzare gli ambiti che presentano maggior grado di pericolo.

Ne deriva quale proposta una nuova perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico riducendo e/o escludendo alcuni settori alla luce dell'analisi mirata eseguita nel presente studio.

Per quanto riguarda l'assegnazione delle classi di fattibilità per ciascuna area si rimanda alla relazione redatta a supporto dello studio per il Piano Governo del Territorio.

Colico, settembre 2009

Agg. Maggio 2010

I tecnici incaricati

Dott. Geol.

Cristian Adamoli

Dott. Geol.

Claudio Depoli

Collaborazione.

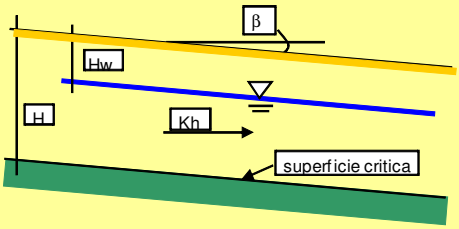
Dott.ssa. Pozzi Valentina

8 ALLEGATO: PENDIO INDEFINITO

8.1 AREA 1

Pendio infinito con falda - condizioni sismiche

HADJ-HAMOU T., KAVAZANJIAN E. Jr. [1985]



DATI DI INGRESSO

γ_w peso di volume acqua	10.0	(kN/m^3)
γ_t peso di volume terreno	18.6	(kN/m^3)
H_w profondità falda da p.c.	0.2	(m)
H spessore strato di terreno	1.0	(m)
β pendenza pendio	25.0	(°)
ϕ' angolo di attrito	31.0	(°)
c' coesione drenata	7.0	(kPa)
Δu sovrappressione interstiziale	0.0	(kPa)

(Per versanti interessati da fenomeni di instabilità, ove risultano già operanti le condizioni di resistenza residua, si può ipotizzare Δu=0. In generale, vedi Crespellani T. et al. [1990]: "Analisi di stabilità dei pendii naturali in condizioni sismiche", Rivista Italiana di Geotecnica, anno XXIV, n.2)

K_h coeff. sismico orizzontale	0.07	(-)

(Iª cat.: K_h=0.10 IIª cat.: K_h=0.07 IIIª cat.: K_h=0.04)

RISULTATI

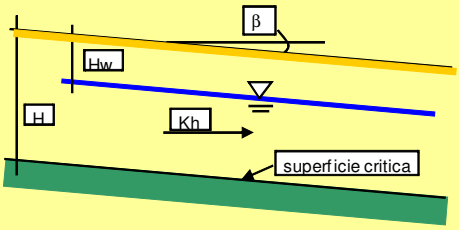
FS statico: 1.72

FS sismico: 1.46

8.2 AREA 2

Pendio infinito con falda - condizioni sismiche

HADJ-HAMOU T., KAVAZANJIAN E. Jr. [1985]



DATI DI INGRESSO

γ_w peso di volume acqua	10.0	(kN/m^3)
γ_t peso di volume terreno	18.6	(kN/m^3)
H_w profondità falda da p.c.	0.2	(m)
H spessore strato di terreno	1.0	(m)
β pendenza pendio	20.0	(°)
ϕ' angolo di attrito	31.0	(°)
c' coesione drenata	7.0	(kPa)
Δu sovrappressione interstiziale	0.0	(kPa)

(Per versanti interessati da fenomeni di instabilità, ove risultano già operanti le condizioni di resistenza residua, si può ipotizzare Δu=0. In generale, vedi Crespellani T. et al. [1990]: "Analisi di stabilità dei pendii naturali in condizioni sismiche", Rivista Italiana di Geotecnica, anno XXIV, n.2)

K_h coeff. sismico orizzontale	0.07	(-)

(Iª cat.: K_h=0.10 IIª cat.: K_h=0.07 IIIª cat.: K_h=0.04)

RISULTATI

FS statico: 2.11

FS sismico: 1.74