

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

A.a. 2021/2022 Sessione di Laurea Marzo/Aprile 2022

Valutazione delle effettive azioni del manto nevoso sulle opere di protezione sulla base dell'analisi del danno di ombrelli fermaneve

Relatori: Prof. Daniele Peila

Corelatori: Prof. Maddalena Marchelli Dott. Valerio Segor Candidato: Stefano Soave

Ringrazio i miei relatori e corelatori per la disponibilità dimostratami durante la redazione di questa tesi di laurea. Vorrei ringraziare particolarmente il Dott. Valerio Segor, dirigente dell'ufficio "assetto idrogeologico dei bacini montani" della Regione Val d'Aosta, per avermi messo in contatto con il personale tecnico e avermi permesso di accedere ai siti delle opere di interesse. Ci tengo a menzionare il Geom. Furio Saravalle e il Dott. Riccardo Di Bella, che mi hanno accompagnato nella visita alle installazioni e fornito molti documenti utili allo scopo di questo elaborato.

Un grazie va ai colleghi con i quali ho affrontato questi anni di duro studio, sostenendoci a vicenda e anche, per via di forze maggiori, a distanza.

Un sentito ringraziamento va a tutti i miei amici e cugini che hanno fatto parte della mia vita in questi ultimi anni, anche se in maniera differente. Da una parte, gli amici al di fuori dell'ambiente ingegneristico mi hanno fatto dimenticare le mie ansie nei momenti critici, mentre dall'altra, con gli altri "ingegneri" ho potuto condividere le mie preoccupazioni e sentirmi meno perso. Menzione speciale va ai miei attuali ed excoinquilini, che hanno ricoperto entrambi i ruoli.

Inoltre, desidero ringraziare il Prof. Bartolomeo Vigna, il quale mi ha introdotto, con passione, alla materia della geologia, spingendomi all'iscrizione al Corso di Ingegneria Ambientale e del Territorio, che altrimenti mai avrei neanche contemplato.

Dulcis in fundo desidero ringraziare mia Mamma e mio Papà, per tutto ciò che mi hanno dato e continuano a dare, perché mi hanno sempre sostenuto anche quando sono stato più difficile da sostenere. I loro due contributi sono stati molto diversi ma hanno entrambi mirato a me e alla mia formazione come uomo.

Un grazie anche a chi non ho nominato ma mi è stato vicino, questo traguardo è dedicato a tutti voi.

SOMMARIO

SOMMARIO	4
1. INTRODUZIONE	6
2. VALANGHE DI NEVE ED OPERE DI MITIGAZIONE	9
2.1. LE VALANGHE DI NEVE	10
2.2. OPERE DI MITIGAZIONE DI TIPO STRUTTURALE	16
3. GLI OMBRELLI FERMANEVE	23
3.1. EVOLUZIONE NEL TEMPO DEGLI OMBRELLI FERMANEVE	23
3.2. NORMATIVA SUGLI OMBRELLI DA NEVE	27
3.3. IL MODELLO ERDOX NEVE® (BETONFORM)	31
2.3. MANUTENZIONE	33
4. DIMENSIONAMENTO DEGLI OMBRELLI FERMANEVE E PROBLEMATICHE RISCONTRATE	36
4.1. NORMATIVA	36
4.2. AZIONI SULL'OMBRELLO SECONDO LA NORMATIVA SVIZZERA	36
4.2.1. COMPONENTE PARALLELA AL PENDIO (S' _N)	37
4.2.2. COMPONENTE NORMALE AL PENDIO (S' _Q)	38
4.2.3. PESO PROPRIO DEL CUNEO NEVOSO (G')	39
4.2.4. SPINTA GENERATA DALL'EFFETTO BORDO (S' _R)	39
4.2.5. PRESSIONE DELLA NEVE AGENTE SUI PALI CENTRALI (q' $_{s}$)	40
4.2.6. PRESSIONE DELLA NEVE SULLE FUNI IN FILI D'ACCIAIO O BARRE	41
4.2.7. RISULTANTE DELLE AZIONI (R')	41
4.3. SCHEMA STATICO	41
4.4. VERIFICHE SUI SINGOLI ELEMENTI	43
4.4.1. RETE E BRACCI DELLA CROCE DI SANT'ANDREA	43
4.4.2. PALO CENTRALE DI COLLEGAMENTO	44
4.4.3. FUNI DI CONTROVENTO	44
4.4.4. FONDAZIONI	44
4.5. PROBLEMATICHE RISCONTRATE	48
4.5.1. IL PROBLEMA DELLA DENSITÀ DELLA NEVE	48
4.5.2. IL PROBLEMA DELL'ALTEZZA DELLA NEVE	49
4.5.3. ANALISI DELLE FORMULE	50
5. ANALISI DEI DANNI: CASO STUDIO	52
5.1. METODOLOGIA DI ANALISI	52
5.2. CASO DI COGNE	57
5.3. CASO DI CERESOLE REALE	74

5	.4. STIMA REGIONALE DELLE ALTEZZE DI NEVE	84
6. C	ONCLUSIONI	89
7. B	IBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	92
7	.1. BIBLIOGRAFIA	92
7	.2. SITOGRAFIA	94

1. INTRODUZIONE

Da sempre, nella storia degli insediamenti in zone montane e in zone alpine in particolare, sono stati ideati degli stratagemmi con lo scopo di migliorare la difesa dai fenomeni valanghivi nei periodi invernali. Questi metodi sono stati impiegati in maniera massiccia solo nell'ultimo secolo, durante il quale si sono suddivisi tra interventi di tipo non strutturale e interventi di tipo strutturale. I primi includono politiche di sensibilizzazione e di informazione rivolte a chiunque sia potenzialmente interessato da questi fenomeni, che risultano degli utili strumenti per rendere consapevoli le persone della gravità e del pericolo a cui sono esposti, che possono arrivare fino a vietare di edificare in certe aree. Le seconde consistono nell'evoluzione di quei sopracitati "stratagemmi" in strutture vere e proprie, con scopo specifico di agire qualora non fosse possibile mettere in pratica le politiche accennate pocanzi. Queste strutture si sono evolute, sono cambiate e ne sono state ideate anche di nuove, con il progredire della tecnologia, dei mezzi e, non da escludere, con l'aumento della necessità di protezione in nuove zone, a quote e in condizioni sempre differenti. Queste strutture sono le cosiddette "opere paravalanghe", le quali possono essere di prevenzione (o di difesa attiva), che abbassano la probabilità di accadimento del fenomeno calamitoso, e di protezione (o di difesa passiva), che riducono il potenziale danno provocato proteggendo, appunto, gli elementi a rischio. Queste tipologie di opere non sono da considerare come agenti in maniera indipendente ed esclusiva, ma come due possibili soluzioni al medesimo problema che possono e dovrebbero lavorare insieme, allo scopo di ridurre il rischio il più possibile.

Il nostro interesse è stato focalizzato sulle strutture fermaneve di difesa attiva, le quali sono a loro volta possibili in diverse conformazioni, materiali e modelli, con alla base sempre lo stesso principio. In particolare, lungo la frazione delle Alpi appartenente all'Italia, si è diffuso, dalla metà degli anni 2000, l'utilizzo di un particolare tipo di struttura, ovvero quella dell'ombrello fermaneve.

Questa specifica tipologia di struttura fermaneve ha introdotto una serie di vantaggi dalla sua immissione nel mercato ma, essendo diversi anni che ormai ne viene fatto utilizzo, si è evidenziata una particolare problematica ricorrente in maniera maggiore rispetto ad altre: la deformazione del palo o gambo centrale. In particolare, questo problema è stato anche personalmente osservato e confermato durante due sopralluoghi presso due installazioni di ombrelli fermaneve, rispettivamente presso Cogne (AO) e Ceresole Reale (TO). Al momento si verifica spesso una plasticizzazione del palo centrale e ne consegue che le supposte azioni di calcolo, dovute al peso della neve, funzione di densità e altezza del manto, dovrebbero essere tarate in maniera più coerente con la realtà. Questo significa che le densità e altezze di neve considerate dalla normativa di riferimento, la SIA UV-0704-I (2007), Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco, non sono più da considerarsi idonee, in quanto le deformazioni osservate non dovrebbero verificarsi mentre, al contrario, dopo ogni inverno, ogni installazione fermaneve possiede degli ombrelli danneggiati o addirittura non più operativi. Lo scopo di questa tesi di laurea è quindi stata la ricerca dei parametri da modificare all'interno della fase progettuale degli ombrelli fermaneve, mediante un'analisi a ritroso.

Dunque, durante i due sopralluoghi, sono stati misurati i pali deformati in modo da quantificarne la tenso-flessione plastica e in maniera da stimarne, in un secondo tempo, la curvatura nel tratto plasticizzato. Seguendo le indicazioni fornite dalle normative di riferimento (SIA UV-0704-I (2007), Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco), si sono calcolate le spinte ed azioni del manto nevoso prima su uno schema bidimensionale del pannello in rete di sostegno della neve e poi su uno schema bidimensionale del palo centrale, ripetendo il calcolo, però, per diverse condizioni di altezza e densità del manto nevoso, superiori da quelle fornite in tale normativa. Questi due parametri, infatti, non sono fissati in maniera univoca ed è da essi che dipendono direttamente le azioni e quindi le relative conseguenze sulla struttura. Difatti, per esempio, per diversi autori si sono riscontrati differenti valori approssimati e/o stime della densità, mentre, per quanto concerne l'altezza del manto, essa può variare anche all'interno del medesimo sito e in base a molte altre condizioni. Dai calcoli sopracitati si è osservato come ogni palo centrale è soggetto ad un carico neve verticale e ad una forza di trazione causata dal trattenimento della neve da parte del pannello in rete.

Mediante le misure della curvatura ottenute, la geometria e le proprietà intrinseche del materiale costituente i diversi pali deformati, e diversi valori di trazione, si sono create diverse curve nel diagramma momento-curvatura.

Da queste curve si sono ottenute diverse coppie di valori di momento-curvatura misurata in sito, uno per ogni valore di trazione imposto. Questi valori di momento sono serviti a calcolare diversi valori di carico uniformemente distribuito sul palo, in relazione con la relativa trazione, così da tracciare diverse curve del diagramma carico distribuito-trazione.

Mediante le combinazioni di altezza e densità del manto si sono invece stimati valori di trazione per trattenimento e carico dovuto al peso della neve sul palo. Inserendo nel diagramma carico distribuito-trazione le coppie di valori calcolati si sono ottenute nuove curve che hanno intersecato quelle già create. Il risultato è consistito in dei valori di altezze del manto, plausibili per ogni densità testata, in grado di causare le deformazioni riscontrate. Da queste altezze del manto si è svolto un confronto con le altezze fornite da una stima regionale mediante le effettive misurazioni nivometriche storiche e sono state tratte le dovute conclusioni.

La seguente esposizione sarà così strutturata: ci sarà un'iniziale introduzione alle valanghe e alle opere di mitigazione esistenti, dettagliando, nei sottoparagrafi, la classificazione dei fenomeni, le caratteristiche delle valanghe più ricorrenti, quali siano i fattori predisponenti, la morfologia del percorso della valanga e con che opere intervenire a seconda di essa, focalizzando dunque sulle opere di tipo strutturale. Dopodiché si andrà ancor più nel dettaglio della struttura fermaneve in questione, ovvero l'ombrello fermaneve, spiegandone storia, normative vigenti e manutenzione, con un approfondimento su un modello specifico di ombrello. Da questo punto, si procederà all'esposizione del processo di dimensionamento della struttura fermaneve, spiegandone azioni agenti ed elementi costituenti, con poi un approfondimento sulle verifiche secondo le NTC 2018. Un ulteriore paragrafo introdurrà alle problematiche riscontrate, relative alla densità della neve, la sua altezza e a un'analisi critica delle formule della norma SIA. Da questo punto si entrerà nello specifico del problema, con l'analisi del caso studio di Cogne (AO) e Ceresole Reale (TO): dopo aver spiegato la metodologia di studio, si procederà con i calcoli specifici prima per il sito di Cogne (AO) e poi per il sito di Ceresole Reale (TO). Giunti alla fine, ci sarà una presentazione della stima delle altezze di neve e un confronto di queste ultime con i risultati ottenuti dall'analisi dei casi studio.

2. VALANGHE DI NEVE ED OPERE DI MITIGAZIONE

Secondo A.I.NE.VA (Associazione Interregionale di coordinamento e documentazione per i problemi inerenti alla Neve e alle Valanghe), una valanga è una massa di neve in movimento lungo un pendio, di piccole o grandi dimensioni. Questi fenomeni si verificano sotto l'azione prevalente della gravità, quando le forze agenti superano la resistenza del manto nevoso, provocando lo spostamento di una certa massa. Si possono generare sia in occasione di abbondanti nevicate, sia in particolari situazioni allorquando si creano condizioni per cui le forze instabilizzanti sono maggiori delle stabilizzanti nel manto nevoso appoggiato su un pendio. Quando si hanno informazioni sul meccanismo di distacco delle valanghe e della zona di distacco, il pericolo è prevedibile e pertanto può e deve essere evitato. In particolare, le zone di montagna sono da sempre state soggette al rischio valanghivo e lo sono tutt'ora, ancor più per via dei cambiamenti climatici e per via della crescita, nell'ultimo secolo, della popolazione e degli interessi economici in queste zone, in particolare nella regione alpina. Infatti, tradizionalmente, le valli alpine sono state scarsamente popolate, mentre nell'ultimo secolo fino ad oggi sono cresciuti molto gli interessi nell'uso di tali terreni, allo scopo di creare abitazioni, vie di comunicazione, nuovi commerci e quindi industria, turismo e comprensori ricreativi vari; questo ha creato un progressivo consumo di terreno, spingendo a sfruttare anche terreni soggetti a maggior rischio.

Oggigiorno, 9 incidenti valanghivi fatali su 10 prevalentemente coinvolgono scialpinisti, sciatori fuoripista e snowboarders (Bragin et al., 2021). In passato ci sono stati inverni con terribili disastri, tra i quali si ricordano:

- inverno 1755: una serie di valanghe investì la frazione di Palanfrè, presso Vernante (CN), causando 44 morti (Caraglio, 1988);
- il doppio disastro del 1954: l'11 gennaio, una valanga distrusse il borgo di Blons, presso Vorarlberg (AUT); 9 ore dopo, una seconda valanga sommerse la maggior parte dei soccorritori e 57 persone persero la vita; nelle comunità vicine circa altre 70 persone furono vittime di incidenti simili (Bragin et al., 2021);
- Tragedia dello Zugspitze del 1965: il 15 maggio, sopra l'hotel di lusso Schneefernerhaus sul Zugspitzplatt (GER), si staccò un lastrone di neve largo 500 metri e spesso 6 metri; il risultato furono 10 vittime e 21 feriti gravi (Bragin et al., 2021);
- inverno 1970: il 10 febbraio una valanga distrusse un ostello della gioventù in Vald'Isère (FRA), generando 39 giovani vittime; 2 settimane dopo, 30 persone sono morte a Reckingen (CH); il 16 aprile, 74 persone – inclusi 57 bambini – sono morti sul Plateau d'Assy (FRA) (Bragin et al., 2021);
- valanga di Galtür: il 23 febbraio 1999 una valanga si formò e precipitò sul piccolo borgo di Galtür (AUT), distruggendo almeno sette edifici e seppellendo 57 persone di cui 31 rimasero uccise (www.bbc.co.uk);
- valanga di Lavancher: il 23 febbraio 1999 si generò una frattura nel manto nevoso di 3000 metri di lunghezza e 150-170 centimetri di spessore, poco sotto la Testa di Liconi, provocando una valanga che si scagliò sul borgo di Lavancher, presso Morgex (AO), causando 1 morto e 5 feriti, numerosi edifici danneggiati e distruggendo 40 ettari di bosco (Segor, 2020);

 valanga di Rigopiano: il 18 gennaio 2017 a Rigopiano, località nel comune di Farindola (PE), una serie di scosse sismiche consequenziali di un movimento tellurico crearono una valanga che, distaccatasi da una cresta montuosa sovrastante, investì l'albergo Rigopiano-Gran Sasso Resort, causando 29 vittime (esploramonti.it).

In sintesi, il rischio e gli elementi a rischio valanghe sono aumentati, come le aspettative di sicurezza di questi ultimi, mentre il rischio accettabile da parte della società moderna continua a diminuire. Di conseguenza, la richiesta di protezione tecnica dalle valanghe nelle Alpi è aumentata in un brevissimo tempo, spingendo ad un rapido sviluppo tecnologico (Rudolf-Miklau et al., 2015).

2.1. LE VALANGHE DI NEVE

Al fine di conoscere meglio i fenomeni valanghivi, l'innesco e la dinamica, essi possono essere classificati secondo diversi punti (Fraser, 1970), riassunti in Figura 1:

1. tipo di distacco:

- valanga di neve a debole coesione: caratterizzata dal distacco da un singolo punto con successivo allargamento a forma di pera, il fenomeno ha origine per la perdita di coesione tra i vari cristalli;
- valanga di lastroni di neve: caratterizzata da un distacco a taglio netto su un fronte più o meno ampio; il distacco avviene per il peso del lastrone che ha il sopravvento sulla resistenza al taglio dello strato a debole coesione e sulla resistenza alla trazione esercitata sui bordi superiori del lastrone stesso; durante il movimento il lastrone si spezza in lastre sempre più piccole fino a diventare neve farinosa;

2. posizione della superficie di slittamento:

- valanga di superficie: superficie di slittamento interna al manto nevoso;
- valanga di fondo: superficie di slittamento corrispondente con il terreno;
- 3. umidità della neve:
 - valanga di neve asciutta: tipica per neve fresca e/o mantenuta al di sotto degli 0°C;
 - valanga di neve bagnata: tipica per neve primaverile, impregnata per la fusione e/o con temperatura esterna dell'aria superiore agli 0°C;
- 4. forma del percorso:
 - valanga non delimitata, lungo un pendio aperto;
 - valanga incanalata, all'interno di un canalone;
- 5. tipo di movimento:
 - valanga radente: a contatto con la superficie, può raggiungere velocità pari a 120 180 km/h;
 - valanga nubiforme: sotto forma di nuvola, può raggiungere velocità pari a 300 400 km/h.



Figura 1. Classificazione delle valanghe e loro caratteristiche e nomenclatura (autori A.I.NE.VA, 2001).

I fenomeni valanghivi più ricorrenti sono cinque e sono caratterizzati da un insieme di diverse tipologie descritte sopra (Vigna, 2018):

- valanghe di neve a debole coesione con neve asciutta a moto radente (Figura 2): si verificano durante o dopo una nevicata con calma di vento, non sono generalmente pericolose (velocità di 30 - 50 km/h), possono formare accumuli pericolosi nelle zone meno declivi;
- valanghe di neve a debole coesione con neve asciutta a moto nubiforme (Figura 3): la massa nevosa trascina una grande quantità d'aria e forma una densa sospensione di particelle nevose, mentre l'attrito con l'aria dà origine a moti e turbolenze, la velocità può raggiungere i 350 km/h; i danni sono dovuti anche all'onda d'urto dell'aria e al risucchio; possono derivare dalle valanghe a moto radente che incontrando un'asperità o un salto esplodono in aria;
- valanghe di neve a debole coesione bagnata (Figura 4): più frequenti in primavera, si differenziano per il grado di umidità della neve e si originano da punti vicino a rocce non coperte da neve: il sole riscalda la roccia che riscalda l'aria che fa sciogliere la neve; presenta velocità basse (15 25 km/h) e massa voluminosa, può causare gravi danni;
- valanghe a lastroni di neve asciutta: si formano per l'accumulo di neve trasportata e compattata dal vento su un manto precedente e in questo modo tra i due strati si

forma una discontinuità che è la causa del distacco; i siti più favorevoli sono i pendii sottovento o protetti da una cornice e tutti i luoghi riparati dal vento che diventano sede di accumulo; possono trasformarsi in valanghe nubiformi;

 valanghe a lastroni di neve bagnata (Figura 5): sono come quelle di neve incoerente bagnata solo che si distaccano da un'intera zona e non da un unico punto; la causa del distacco è l'acqua di fusione che, filtrando dalla superficie, raggiunge il suolo o una discontinuità nell'ammasso nevoso (orizzonte ghiacciato) e genera un velo d'acqua tra suolo e neve (valanga di fondo) o tra neve e strato ghiacciato (valanga superficiale).



Figura 2. Valanga di neve a debole coesione a moto radente (Istituto per lo Studio della neve e delle valanghe SLF).



Figura 3. Valanga di neve a debole coesione a moto nubiforme (Taddia, 2020).



Figura 4. Valanga di neve a debole coesione bagnata presso Gotschnawang (GR) (Zweifel, SLF).



Figura 5. Valanga a lastroni innescata dal passaggio di uno sciatore (fotogramma da filmato amatoriale ARPA Lombardia, 2018).

Conseguentemente si osserva come le valanghe dipendano fortemente da molti elementi e perciò occorre elencare quali siano questi fattori predisponenti in grado di controllarne e predisporne l'innesco (Taddia, 2020):

- nevicata: fattore primario nella formazione delle valanghe, il nuovo apporto di neve, per non dare origine a una valanga a debole coesione, deve stabilizzarsi come strato; il nuovo strato a sua volta deve aderire allo strato sottostante, in caso contrario avremo una valanga di lastroni di superficie; il nuovo sovraccarico può inoltre rompere l'equilibrio di strati sottostanti già instabili, generando il distacco del manto nevoso per l'intero suo spessore; il processo di stabilizzazione è tanto più debole quanto più intensa è la nevicata e il pericolo che ne deriva aumenta con l'aumentare dell'altezza del manto nevoso caduto nelle 24 ore;
- vento: trasportando la neve, può modellare le tipiche "cornici" di cresta e favorire sul versante sottovento notevoli accumuli di neve sottoforma di pericolosi lastroni; è

importante conoscere la direzione e intensità dei venti dominanti (soprattutto se caldi come il Foehn e lo Scirocco);

- struttura del manto nevoso: il manto nevoso è caratterizzato da strati di neve più o meno stabile e la presenza di uno strato a debole coesione (brina di superficie, cristalli a calice) può favorire il distacco e lo scivolamento degli strati superiori: un sovraccarico, come il passaggio di uno sciatore, può rompere il delicato equilibro;
- temperatura dell'aria: con temperature inferiori a 0°C e con nevi fredde e secche il pericolo persiste per molti giorni dopo la nevicata; con l'aumento della temperatura sopra 0°C aumenta il rischio immediato, ma si accelera il consolidamento del manto nevoso; con temperature elevate la neve si trasforma nella cosiddetta neve primaverile permeata di acqua e in questo caso il rischio aumenta in proporzione alla pendenza ed allo spessore della coltre fradicia;
- pendenza dei versanti: in pendii con pendenze inferiori a 25° 30° le valanghe sono rare e poco pericolose; tra i 30° e i 40° si hanno le pendenze per cui più frequentemente si generano valanghe; sopra i 55° non si verificano mai valanghe poiché la neve non fa in tempo ad accumularsi ma tende, subito dopo la deposizione, a scivolare in continuità e piccole quantità;
- quota: nelle Alpi, tra i 1800 e i 2000 m s.l.m. si ha il limite superiore dei boschi fitti e ben sviluppati, la formazione delle valanghe è generalmente impedita dalla vegetazione; tra i 2000 e i 3000 m s.l.m. si verifica la maggior parte delle valanghe; oltre i 3000 m le valanghe sono relativamente rare, perché i pendii sono troppo ripidi e i venti molto forti, questo impedisce l'accumulo della neve.
- esposizione dei versanti: l'orientamento dei versanti determina la diversa insolazione: sulle Alpi generalmente in inverno sono più pericolosi i pendii orientati a nord-est sui quali si accumula molta neve, in primavera quelli rivolti a sud e sud-est dove sono più intensi i fenomeni di fusione e di metamorfismo della neve;
- caratteristiche e configurazione dei versanti: i versanti rocciosi nudi e lisci e quelli privi di copertura boschiva favoriscono la formazione di valanghe; le condizioni di rottura dipendono anche dall'andamento del profilo del terreno, nelle zone concave gli strati di neve si trovano in condizioni di compressione, nelle zone convesse in condizioni di trazione che favoriscono la rottura della neve e quindi l'innesco;
- fondo: la presenza di pendii con fondo a prato non tagliato accentua in primavera il distacco di valanghe di fondo; la vegetazione a cespugli (rododendro, ginepro, etc.) durante l'inverno può attivare il metamorfismo costruttivo originando strati scorrevoli.

Rivolgendo l'attenzione al solo manto nevoso, il distacco può essere causato da un aumento della sollecitazione di taglio, dovuto a vari fattori, tra cui un aumento del peso sulla neve (caduta di nuova neve, caduta di un cornicione di neve, passaggio di uno sciatore), o da una diminuzione della resistenza al taglio, causata dalla riduzione dei valori dei carichi unitari di rottura a trazione o a taglio per effetto di processi di metamorfismo. Nel dettaglio, questi processi di metamorfismo sono i cambiamenti delle caratteristiche che avvengono nella neve dopo la caduta sul terreno; secondo il tipo di cambiamenti che interessano la coltre di neve, le relative caratteristiche meccaniche possono migliorare o peggiorare e, nel secondo caso, favoriscono il distacco di valanghe. Il metamorfismo può essere di tre varietà (Praolini et al., 2019):

- metamorfismo distruttivo: i cristalli di neve che si sono formati nell'atmosfera e sono giunti al suolo mutano forma per effetto della temperatura o per il peso di altra neve che si sovrappone e la trasformazione può avvenire già in fase di caduta per effetto del vento; le stelle perdono i loro rametti e si trasformano in piccolissimi grani, rompendo il legame dovuto all'intreccio dei cristalli e aumentando la possibilità di provocare un distacco di valanghe a debole coesione;
- metamorfismo costruttivo: sul terreno la temperatura della neve è prossima o poco al di sotto di 0°C, mentre gli strati di superficie si adeguano alla temperatura dell'aria; con temperatura dell'aria particolarmente fredde il gradiente termico della neve diventa elevato, provocando correnti ascensionali di aria carica di vapore acqueo il quale, risalendo, si raffredda, depositandosi sotto forma di brina sui bordi dei cristalli degli strati superiori; nascono così forme angolose che, crescendo, diventano cristalli a forma di calice: uno strato di questi cristalli, la cui coesione è molto bassa, è estremamente pericoloso perché può disgregarsi e, agendo da strato scorrevole, favorisce il distacco degli strati sovrastanti e quindi una valanga a lastroni;
- metamorfismo di fusione: ne è causa il disgelo del giorno e il gelo della notte, da cui si generano i cristalli di forma tondeggiante; tale processo durante l'inverno può interessare solo un piccolo strato superficiale generando piccole colate dei cristalli interessati mentre in primavera, a causa della temperatura più elevata, trasforma in grani tondeggianti l'intero manto nevoso dando origine alle "valanghe primaverili".

A livello morfologico possiamo distinguere tre zone specifiche lungo il percorso della valanga (Praolini et al., 2019):

- zona di distacco: è il luogo dove si innesca il fenomeno; questa zona è sovente ubicata in prossimità delle creste, al di sopra del limite della vegetazione forestale o dove la neve, a seguito di nuove precipitazioni, si accumula; è qui che la neve instabile si frattura e comincia a muoversi;
- zona di scorrimento: è l'area compresa tra la zona di distacco e quella di arresto; spesso questa zona è caratterizzata, oltre che da elevate pendenze, dalla quasi totale assenza di vegetazione arborea o dalla presenza di specie arboree differenti o di età diversa rispetto alle zone limitrofe; in questa zona la valanga raggiunge la sua massima velocità;
- zona di accumulo: è il luogo dove la massa nevosa rallenta progressivamente fino a fermarsi; ciò può capitare in prossimità di un ampio ripiano, un fondovalle o il versante opposto di una vallata.

Queste tre zone descritte sono importanti da identificare ed è per questo che esistono diverse tipologie di difesa, progettate per ogni specifico scenario, che in generale possono essere classificate in due tipologie (Rudolf-Miklau et al., 2015):

- misure di difesa attive: prevengono il distacco della massa o vi agiscono direttamente nel processo di scorrimento; servono a ridurne la frequenza o diminuirne l'intensità durante il processo;
- misure di difesa passive: hanno lo scopo di mitigare il pericolo potenziale della valanga.

Queste misure di difesa possono essere permanenti se agenti costantemente, come, tra le misure attive, foreste e forestazione, strutture di supporto neve o come, tra le misure passive, strutture di controllo del flusso di neve, dighe, cunei, gallerie paravalanghe, misure legali, mappature della pericolosità, misure amministrative, protezioni strutturali degli edifici e piani di gestione dell'emergenza; in alternativa possono essere temporanee se con effetti limitati nel tempo, adattati ad una situazione specifica, quali, tra le misure attive, i distacchi artificiali, la chiusura di strade, l'evacuazione, misure d'emergenza e di gestione della catastrofe o, tra le passive, come l'informazione e la comunicazione agli elementi a rischio, il monitoraggio, la previsione, servizi d'allarme e l'aspetto gestionale della catastrofe.

2.2. OPERE DI MITIGAZIONE DI TIPO STRUTTURALE

Restringendo il campo alle opere strutturali, esse si possono dividere, come detto, in opere passive e attive, le quali possono anche essere entrambe agenti sulla stessa valanga, ma con metodologie e in posizioni differenti.

Le prime sono quelle opere che agiscono sul fenomeno già innescato, allo scopo di diminuire il danno potenziale; esse sono perlopiù massicce, in grado di influenzare il percorso delle masse nevose, rallentarle o anche fermarle, e includono rispettivamente terrapieni, muri, cunei, gallerie (Figura 6), costruzioni con effetto "trampolino", terrapieni e cunei di arresto (Figura 7), speroni, cavalletti e valli frenanti (Figura 8). In alternativa le opere attive, invece, hanno lo scopo di evitare l'innesco dei fenomeni nei pressi o direttamente nella zona di distacco, diminuendo la probabilità di accadimento del fenomeno valanghivo. Nei pressi della zona di distacco si possono realizzare i deflettori, ovvero opere come pareti, tavolati e barriere (o frangivento, Figura 9) che, sfruttando l'effetto del vento, influenzano il deposito della neve da esso trasportata con lo scopo di ostacolare la formazione di cornici e ridurre il deposito di neve nelle zone di distacco, riducendone il peso in quanto forza instabilizzante. Differiscono da queste ultime le opere di premunizione contro le valanghe poste all'interno della zona di distacco, le quali sono di diverse tipologie: si hanno infatti ponti da neve, griglie da neve e reti da neve, descritti, normati e regolati dalla normativa svizzera Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco (Margreth, 2007), fino ad arrivare a strutture di difesa dalle valanghe definite "speciali", non incluse in detta normativa.

I *ponti da neve* sono strutture in acciaio ideate nel 1955 in Austria (Figura 10), costituite da due puntoni e due montanti rispettivamente, a cui è collegata la griglia, che si ancorano al terreno mediante quattro fondazioni, costituite da piastre per i supporti e micropali o tiranti per le travi (Margreth, 2007).

Simili ma più complesse sono le *rastrelliere da neve*, ideate in Austria nel 1951 (Figura 10), costituite da due puntoni e due montanti, i quali sono collegati da due longarine, le quali sostengono la rastrelliera, costituita da barre (acciaio) e travetti (legno); puntoni e montanti sono collegati al terreno mediante quattro fondazioni, a cui si aggiunge il "riegel", elemento in calcestruzzo che collega le fondazioni a monte con quelle a valle per una distribuzione delle tensioni. Possono essere preferite ai ponti da neve in quanto l'ancoraggio di monte può essere esteso a tutta la lunghezza della struttura, perché i travetti in legno difficilmente marciscono e perché le rastrelliere permettono una crescita più protetta dei nuovi alberi (Margreth, 2007), i quali, da cresciuti, contribuiscono al sostegno del manto nevoso.

Le *reti da neve* (Figura 10) sono elementi più semplici, ma non per questo meno efficienti: le prime ad essere sviluppate nel 1951 in Svizzera erano in legno, mentre oggi sono costituite da una rete in acciaio flessibile, sostenuta da puntoni, ognuno collegato al terreno con una cerniera e sostenuto da due controventi (a monte e a valle), per un totale di tre ancoraggi al terreno per puntone. Per via di queste connessioni via cavi, che possono essere sistemati mediante morsetti, esiste un certo grado di flessibilità nello scegliere l'esatta posizione degli ancoraggi di monte e di valle, il che è vantaggioso in condizioni topografiche complesse o lavorando su del suolo incoerente (Margreth, 2007).

Tra le opere "speciali" si annoverano, invece, le *strutture fermaneve sospese*, nate con l'obiettivo di rendere il processo di montaggio più semplice possibile; per questa tipologia la struttura di sostegno neve è montata a monte su uno o più punti d'ancoraggio tuttavia, anche se così è possibile montarle lungo morfologie molto complesse, il punto d'ancoraggio può essere traslato al suolo mediante un carico capacitivo maggiore usando un estensore a cavo; la parte problematica è che la connessione tra la superficie di supporto e l'ancoraggio è completamente soggetta alla pressione della neve; questo si traduce in un possibile ribaltamento verso monte della costruzione (Rudolf-Miklau et al., 2015).

Altra opera simile sono i *ponti da neve sospesi* (Figura 11), sviluppati in Austria dal Servizio Tecnico Forestale per il Controllo di Torrenti e Valanghe a partire dalle rastrelliere da neve di Arlberg, a seguito del disastro valanghivo del 1954; da allora binari in acciaio sono stati usati per le emergenze e da questi ultimi è stato costruito un ponte da neve con un ancoraggio di monte flessibile, usando cavi d'acciaio e corde (Rudolf-Miklau et al., 2015).

Differenti sono le *strutture fermaneve sospese Glarner* (Figura 12), in cui la grata è connessa con il punto d'ancoraggio mediante una costruzione a telaio e la struttura è appoggiata sul suolo; questa tipologia è stata usata solo in singole occasioni di terreno molto ripido e roccioso (Rudolf-Miklau et al., 2015).

Gli *ombrelli da neve*, invece, ideati in Italia nel 2007 (Figura 13), sono strutture costituite da un pannello quadrato in rete in acciaio, agganciato a due travi in profilato d'acciaio che formano la croce di Sant'Andrea, dal cui centro si prolunga verso valle il cosiddetto naso, che mette in tensione i due controventi collegati alle quattro travi; la "chioma" dell'ombrello, com'è chiamata, si collega al gambo o palo, costituito da trave acciaio a sezione tubolare, da cui si prolungano altri quattro controventi fino alle braccia dell'ombrello; il palo è fissato mediante l'ancoraggio al terreno, costituito da un tirante in genere; la croce di Sant'Andrea è solo appoggiata a terra, due piedini; più recentemente si tende a collegare diversi elementi tra loro, per evitare ribaltamenti, mediante una fune in acciaio supplementare, ancorata anch'essa alla roccia. In Italia questa struttura, nonostante non sia presente nella normativa di riferimento svizzera, è preferita in quanto di facile trasporto, posa, installazione e manutenzione, dovuto anche alla necessità di un singolo ancoraggio.

I *fermaneve SIFA* A[®] *e SIFA* C[®] sono stati due modelli, simili all'ombrello, che usavano un secondo supporto parallelo al primo, così da ridurre il peso della trave orizzontale; entrambi i supporti erano fondati con un micropalo e la trave mediante un tirante, il che rese possibile uno scavo dei punti d'ancoraggio molto efficiente; negli anni 1980 queste tipologie sono state

installate in maniera intensiva presso il Passo del Brennero, mentre la tipologia 1986 è stata approvata per un breve periodo in Svizzera (Rudolf-Miklau et al., 2015).



Figura 6. Galleria paravalanghe lungo la vecchia strada del Colle del Monginevro, presso Cesana Torinese (TO).



Figura 7. Cuneo fermaneve in cemento ed elementi modulari riempiti in terra, a protezione di una baita, presso Montgenevre (FRA).



Figura 8. Vallo frenante (o diga paravalanghe) presso l'abitato principale di Ceresole Reale (TO), al termine di un canalone.



Figura 9. Barriere frangivento lungo la cresta che conduce alla Testa di Liconi, sopra località Lavancher, Morgex (AO) (Segor, 2020).



Figura 10. Tipologie di strutture paravalanghe incluse dalla normativa svizzera: dall'alto verso il basso si individuano ponti da neve, rastrelliera da neve e rete da neve (Margreth, 2007).



Figura 11. Ponti da neve sospesi con traverse in legno, presso Vorarlberg (Austria) (Rudolf-Miklau et al., 2015).



Figura 12. Strutture fermaneve sospese Glarner, ubicazione non pervenuta (Rudolf-Miklau et al., 2015).



Figura 13. Struttura schematica dell'ombrello fermaneve.

3. GLI OMBRELLI FERMANEVE

Gli ombrelli fermaneve, come detto sopra, sono strutture costituite da un pannello quadrato in rete in acciaio, costituito dalla sovrapposizione di due differenti sistemi a maglia ancorati tra loro: il primo, a maglie romboidali in fune costituita da fili di acciaio e il secondo in rete a doppia torsione a maglia esagonale con dimensione inferiore della precedente, chiuse agli estremi con un manicotto di alluminio avente resistenza allo sfilamento pari a quella del carico di rottura della fune; il tutto è sostenuto dalla fune d'acciaio perimetrale. Questo pannello è agganciato a due travi in profilato d'acciaio HEB che formano la croce di Sant'Andrea, dal cui centro si prolunga il cosiddetto naso, in profilato cilindrico d'acciaio (ϕ 88.9 mm e spessore 5 mm) di varia lunghezza, che mette in tensione i due controventi collegati alle quattro travi HEB; queste possono essere disposte a croce in diverse maniere ma, negli ombrelli dei casi esaminati (tipo Erdox Neve), si ha una trave unica che passa per il centro e due tronconi della seconda a costituire le due braccia rimanenti. La "chioma" dell'ombrello, com'è chiamata, si collega mediante un giunco sferico al gambo o palo centrale, costituito da una trave in acciaio a sezione circolare di lunghezza 4 o 5 metri, da cui si prolungano altri quattro controventi (otto per gli elementi marginali) fino alle braccia dell'ombrello; il palo è fissato mediante cerniera all'ancoraggio del terreno, costituito da un tirante in genere (due inclinati per quelli marginali); le braccia della croce di Sant'Andrea che toccano terra sono accoppiate con dei piedini in acciaio, costituiti da dei piatti d'appoggio e da un profilato d'acciaio a sezione quadrata (90x90 mm, spessore 8 mm) collegato alla trave con due bulloni. Per evitare il ribaltamento laterale dei singoli ombrelli, oggi si tende a collegare diversi ombrelli tra loro mediante una fune in acciaio zincato supplementare, ancorata anch'essa alla roccia.

3.1. EVOLUZIONE NEL TEMPO DEGLI OMBRELLI FERMANEVE

Fino ai primi anni '90, le strutture paravalanghe di tipo attivo avevano spaziato da ponti da neve, rastrelliere da neve fino alle varie strutture fermaneve sospese, ma con l'introduzione delle reti in funi d'acciaio con fondazioni su micropali e ancoraggi in tiranti, dalla metà degli anni '90, si è riusciti ad eliminare lo scavo manuale ed elevare il livello tecnologico complessivo. L'esperienza acquisita con le reti ha poi consentito lo sviluppo dei nuovi "ombrelli fermaneve", che ad oggi risultano la soluzione progettuale preferita da vari studi ingegneristici (Ceriani, 2019) in Italia, grazie ai vari pregi già descritti. In particolare, è dalla metà degli anni 2000 che le strutture ad ombrello hanno preso piede ma solamente in Italia in quanto, come detto, esse non rientrano all'interno delle opere contemplate dalla normativa svizzera, riferimento pressoché universale nel campo della realizzazione di opere paravalanghe.

Dopo le prime installazioni, l'ombrello non si è mantenuto inalterato, seguendo una continua ricerca di miglioramento e avanzamento nelle tecnologie per via empirica e imparando quindi da difetti e problematiche riscontrati nelle opere passate. Inoltre, a seconda del costruttore, la struttura poteva e può tuttora mostrare delle variazioni in alcuni dettagli; per esempio, la croce di Sant'Andrea può essere formata da due travi sovrapposte, da quattro travi collegate al centro oppure, come nel modello Betonform Erdox Neve, da una trave intera e due tronconi collegati al centro (Figura 14). Altra differenza può essere riscontrata nella presenza o meno del cosiddetto "naso" con i controventi frontali (Figura 15), il quale, a seguito di prove in officina, ha dimostrato di aumentare la resistenza del pannello di sostegno neve: la struttura

con l'aggiunta del "naso" ha resistito a 50 kN, mentre la struttura senza "naso" ha resistito fino a 30 kN con deformazioni fino 4 mm della piastra centrale (Saravalle, 2021). Altro cambiamento è stata l'aggiunta di quattro controventi, oltre ai quattro convenzionali, negli elementi marginali (Figura 16), in modo da distribuire su più componenti dell'ombrello gli sforzi aggiuntivi, in quanto gli elementi marginali sono soggetti alle cosiddette "forze di bordo", un fenomeno che si verifica perché la struttura paravalanghe non è infinitamente estesa, e si generano degli sforzi causati dallo scorrimento della neve alle sue estremità (Rudolf-Miklau et al., 2015). Un'ulteriore variazione si è avuta nelle distanze tra le estremità delle travi e gli agganci dei controventi, distanza che oggi, nei prodotti Erdox Neve, è di 0.600 m per i modelli Dk300, Dk350 e Dk400 e 0.800 m per i Dk450. Altra innovazione introdotta consiste nell'aver sostituito i piedini di appoggio della croce di S. Andrea, con piatto e sostegno in profilato ad anello in acciaio ad un bullone (ϕ 60 mm, spessore 8 mm), con dei piedini con piatto, profilato quadrato in acciaio con due bulloni (90x90 mm, spessore 8 mm). Una recente pratica consiste nel collegare tra loro tutti i singoli ombrelli della medesima fila con una fune in acciaio zincato, ancorata alla roccia in punti distanti 1.5 metri mediante tiranti di 2 metri, per evitare un loro ribaltamento collettivo (Figura 17). Questo fenomeno è stato osservato in passato su opere già installate, per esempio a causa del collasso di un singolo elemento, che così ha causato una distribuzione anomala delle spinte, il comparire di forze di bordo e un maggiore scorrimento del manto nevoso.

Alcune di queste innovazioni sono state permesse da una serie di prove sugli ombrelli, eseguite sull'intera struttura o su singoli componenti, sia in officina, che sul campo o con monitoraggi di interventi già realizzati. In particolare, sono state eseguite prove estensimetriche presso il LA.T.I.F. (Laboratorio Tecnologico Impianti a Fune) in concomitanza con il monitoraggio con estensimetri di tre elementi ad ombrello installati appositamente in località Axamer Lizum (Austria) al fine di verificare anche gli effetti della temperatura in campo (Degasperi, 2007). Altro test ha avuto come oggetto il carico di rottura effettivo del giunto metallico di collegamento, nottola agricola (Degasperi, 2007). In seguito, negli inverni 2010/11 e 2011/12, sono state effettuate dal Politecnico di Torino delle prove sul campo in vera grandezza nell'ambito del Progetto "RiskNat: Gestione in sicurezza dei territori di montagna transfrontalieri", presso Plan de la Tour, in Valsavarenche (Valle d'Aosta). Utilizzando un ombrello da neve, strumentato per misurare deformazione longitudinale alla sezione della trave HEB e deformazione assiale delle piastre di ancoraggio, i dati raccolti sono stati relazionati con il modello di calcolo teorico, il quale ha previsto lo sviluppo di una simulazione a calcolatore utilizzando il metodo degli elementi finiti (Chiaia, 2016). Nelle conclusioni di tale studio si era verificato come la determinazione delle pressioni agenti usate nel dimensionamento fosse coerente con i risultati della sperimentazione delle barriere in vera grandezza e con le previsioni di carico contenute nella normativa elvetica e, pertanto, potevano essere estesi alle altre tipologie di barriere.

Quest'ultima affermazione si è dimostrata negli anni essere falsa, in quanto, nelle opere in attività, si sono continuati a manifestare danneggiamenti di vario tipo, tra i quali il più frequente era ed è quello della flessione plastica del palo centrale. Per via di questa problematica, è stata introdotta l'innovazione che è la più recente tra gli elementi dell'ombrello fermaneve, ovvero il *palo rinforzato* (Figura 18). Il palo rinforzato va a sostituire

l'originale palo centrale, in profilato in acciaio S275 ad anello (ϕ 114.5 mm e spessore di 5 mm), con un profilato in acciaio S355 rettangolare (100x150 mm e spessore 5 mm) addizionato di due montanti verticali inferiori di medesima sezione e di un corrente inferiore formato da una barra di armatura in acciaio FeB 44k di diametro 24 mm. Questa nuova tecnologia è stata testata con una prova di carico del singolo palo sulle versioni da 4.00 m e 6.00 m per una quantificazione dei valori di carico massimo applicabile al palo di lunghezza 5.00 m (Betti, 2017) e successivamente sia nella versione da 4.00 m che da 5.00 m (Betti, 2018). Nel confronto con il palo classico è stato evidenziato che la nuova geometria del gambo induce una resistenza maggiore alla struttura.

Tuttavia, nelle opere già realizzate con palo tubolare cilindrico, i componenti danneggiati continuano a venire sostituiti con la medesima tipologia di palo; inoltre, il palo rinforzato rimane una tecnologia molto più avanzata e quindi più difficile e costosa da realizzare rispetto al palo classico. Per questo motivo risulta comunque di vitale importanza studiare il comportamento del palo classico e le sue problematiche.



Figura 14. Dettaglio della croce di S. Andrea costituita da una trave HEB intera e due tronconi della seconda trave, presso Cogne (AO).



Figura 15. Ombrelli fermaneve in località Rocciabò presso Ceresole Reale (TO); si possono osservare i "nasi" dei diversi ombrelli con i controventi frontali.



Figura 16. Esempio di ombrello fermaneve marginale con gli otto controventi, presso Cogne (AO).



Figura 17. Dettaglio della fune di collegamento tra due elementi ad ombrello, passante per il golfaro di ancoraggio nella roccia, presso località Liconi, Cogne (AO).



Figura 18. Palo rinforzato durante prova in officina (Betti, 2017).

3.2. NORMATIVA SUGLI OMBRELLI DA NEVE

Il primo riferimento, in Italia, è ovviamente quello dell'Eurocodice 0, Eurocodice 7 e del D.M. 17-01-2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", con Circolare 11-02-2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018". In particolare, per la produzione e certificazione degli ombrelli fermaneve, non essendo contemplati in modo dettagliato nelle NTC 2018, come del resto le altre strutture fermaneve, si fa riferimento al titolo NTC 11.1: *categoria C) materiali e prodotti per uso strutturale non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il fabbricante dovrà pervenire alla Marcatura CE sulla base della pertinente "Valutazione Tecnica Europea" (ETA), oppure dovrà ottenere un "Certificato di Valutazione Tecnica" rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale, anche sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibili; con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere della competente Sezione, sono approvate le Linee Guida relative alle specifiche procedure per il rilascio del "Certificato di Valutazione Tecnica". Quindi i produttori devono ottenere e fornire la Marcatura CE o un CVT, in aggiunta alla Dichiarazione di Presizione. Infatti, sono proprio alcuni standard come il marchio CE o il Certificato di Valutazione Tecnica (CVT) che, all'interno dell'Area Economica Europea, assicurano il soddisfacimento di requisiti prestazionali e di sicurezza.*

Per la certificazione di strutture in acciaio, si fa riferimento al paragrafo 4.2 delle NTC 2018: I requisiti per l'esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata, devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011, "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio", per quanto non in contrasto con le presenti norme. La norma UNI EN 1090-2:2011 difatti è lo standard utilizzato per poter apporre la certificazione CE alle strutture in acciaio, se queste non ricadono all'interno di norme armonizzate differenti o di EAD specifici. L'EAD (European Assessment Document) è il nuovo Documento per la Valutazione Europea, introdotto con il Regolamento 305/2011, che viene utilizzato da uno dei TABs (Technical Assessment Bodies) per rilasciare una Valutazione Tecnica Europea ETA (European Technical Assessments) relativa alle specifiche di un particolare prodotto, su richiesta del produttore fabbricante. Al contrario del Certificato di Valutazione Tecnica, che ha validità limitata a 5 anni, un'ETA non ha data di scadenza. A seguito dell'emissione dell'ETA, il fabbricante provvede a implementare un FPC (Factory Process Control), ovvero un controllo sistematico del processo di fabbrica, in conformità con la Norma Armonizzata di riferimento, che prevede anche lo svolgimento di prove. A seguito dell'implementazione del FPC, un Organismo Notificato (Notified Body) deve operare come Organismo di ispezione e certificazione del controllo di produzione in fabbrica, e dopo aver verificato e valutato la Costanza della Prestazione (AVPC) e la conformità alla normativa cogente, rilascia il Certificato di Conformità della Prestazione. Questo documento, insieme ad una Dichiarazione di Prestazione (DoP) emessa e sottoscritta dal fabbricante, costituisce la base per poter apporre la marcatura CE ad un prodotto, all'atto della sua immissione nel mercato europeo (www.mglobale.it). Il vecchio processo per l'apposizione del marchio CE, descritto dalla Direttiva 89/106/CEE, prevedeva che venissero seguite le indicazioni delle Linee Guida ETAG (European Technical Approval Guideline) emanate dall'EOTA, l'Organizzazione per le Valutazioni Tecniche nel campo dei prodotti da costruzione. Successivamente, un Organo di Valutazione (Approval Body) avrebbe dovuto emettere un Benestare Tecnico Europeo (European Technical Approval, ETA) di specifica durata. Basandosi sulle indicazioni del suddetto ETA, doveva intervenire un Organismo Notificato (Notified Body) che effettuasse i compiti di Organismo di ispezione e di Organismo di certificazione del Controllo di Produzione

in Fabbrica per rilasciare il Certificato di Conformità (eur-lex.europa.eu). La norma armonizzata UNI EN-1090 citata in precedenza, è una attualizzazione della precedente ENV 1090-1 pubblicata nel 1996 in sei parti, delle quali la prima trattava le "Regole generali e regole per gli edifici", mentre le successive contenevano una serie di "Regole supplementari" dedicate a particolari qualità di acciaio o a specifici componenti strutturali (www.a2c.it). La versione attuale della UNI EN 1090, in vigore dal luglio 2018, si compone di tre parti che accorpano le sei sopracitate, e sono (www.ediltecnico.it):

- UNI EN 1090-1:2012: questa indica i requisiti per la valutazione di conformità delle caratteristiche prestazionali dei componenti strutturali in acciaio e alluminio e dei kit immessi sul mercato come prodotti da costruzione, come travi composte saldate e profili sottili formati a freddo;
- UNI EN 1090-2:2011: specificante i requisiti per l'esecuzione delle strutture in acciaio, ad esempio edifici, ponti e travi;
- UNI EN 1090-3:2008: riguardante le strutture in alluminio.

In particolare, la marcatura CE è obbligatoria in base all'EN 1090-1:2009+A1:2011 quando le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- il prodotto è coperto dal campo di applicazione della EN 1090 (per maggiori informazioni si può osservare un catalogo non esaustivo dei prodotti che non rientrano nel campo di applicazione della norma EN 1090 così come redatto dal CEN, Comitato Europeo di Normazione);
- il prodotto è un prodotto da costruzione strutturale ai sensi del regolamento sui prodotti da costruzione (UE) 305/2011, il che significa che: il prodotto è destinato ad essere incorporato in modo permanente nelle opere da costruzione (edifici o opere di ingegneria civile), e il prodotto ha una funzione strutturale in relazione all'opera da costruzione (cioè 15 un suo cedimento influenzerà il rispetto del Requisito Base delle Opere n.1 come dettagliato all'allegato I del regolamento UE 305/2011);
- il prodotto non è coperto da una specifica tecnica Europea dedicata. Questo perché se esiste una specifica, EN, norma armonizzata, una Linea Guida per il Benestare Tecnico Europeo (ETAG), un Benestare Tecnico Europeo o una valutazione tecnica europea (ETA) per prodotto da valutare, il riferimento per la marcatura CE sarà la relativa norma EN armonizzata, o il ETApproval o il ETAssessment (ec.europa.eu).

Se invece si è in presenza di sistemi costruttivi che non vengono riportati all'interno del campo di applicazione di norme armonizzate o specifici EAD per il rilascio del marchio CE, e non ricadenti nell'elenco della EN 1090-1:2009 + A1: 2011, le NTC2018 garantiscono comunque ai fabbricanti di questi prodotti la possibilità di commerciarli in Italia, dopo aver realizzato un certificato di valutazione tecnica (CVT). Questo certificato riguarda solo la struttura, senza valutare le modalità di messa in opera, e si ottiene in maniera simile a quella prevista per la marcatura CE.

Per quanto concerne i singoli materiali che compongono l'ombrello, si fa riferimento a norme più specifiche. Nel dettaglio, essendo una struttura completamente in acciaio, escludendo l'ancoraggio, si parte dalle UNI EN 1993-1-1 "Eurocodice 3" Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici; UNI EN 1993-1-8 "Eurocodice 3"

Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti; EN 10204: 2004 "Metallic products – Types of inspection documents". Per quanto concerne, invece, le travi in acciaio HEB e il palo centrale, ci si riferisce alle UNI EN 10219 "Profili cavi formati a freddo di acciai non legati e a grana fine per strutture saldate"; UNI EN 10025-2 "Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali – Condizioni tecniche di fornitura". È importante infatti fare un distinguo tra i profilati e le funi in acciaio anche in quanto, come verrà detto in seguito, le funi presentano una zincatura, perciò si parla delle UNI EN ISO 1461 "Rivestimento di zincatura per l'immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio – Specificazione e metodi di prova"; UNI EN 12385 "Funi di acciaio – Sicurezza"; UNI EN 10264 -2 "Filo di acciaio per funi – Filo di acciaio non legato trafilato a freddo per funi e applicazioni generali"; UNI EN 10223-3 "Fili e prodotti trafilati di acciaio – Rivestimenti di zinco"; UNI EN 10244-2 "Fili e prodotti trafilato di acciaio – Rivestimenti di zinco e leghe di zinco"; UNI EN 10244-2 "Fili e prodotti trafilato di acciaio – Rivestimenti di zinco e leghe di zinco"; UNI EN 10244-2 "Fili e prodotti trafilato di acciaio – Rivestimenti di zinco o leghe di zinco".

Per quanto riguarda il pannello in rete nella sua interezza, esiste la ISO 17745 (2016): Steel wire ring net panels – Definitions and specifications, che definisce le procedure dei test per la determinazione delle principali proprietà dei pannelli a rete di fune e dei pannelli ad anelli.

Come accennato, altro elemento costituente l'ombrello fermaneve è l'ancoraggio, costituito da uno o eventualmente due tiranti inclinati. Pertanto, ove le NTC 2018 non son esaustive, si fa riferimento alla UNI EN 1537 "Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio", la quale si applica all'esecuzione dei tiranti di ancoraggio, permanenti e temporanei, e tratta gli ancoraggi iniettati nel terreno destinati a carichi e ad essere sottoposti a prova. In aggiunta sono da ricordare le Raccomandazioni AICAP sugli Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce, le quali sarebbero l'ultimo riferimento da seguire in quanto datate 2012, quindi precedenti ai due testi sopra citati, ma possono risultare utili in quanto possiedono una struttura di manuale tecnico realizzativo più che normativo.

Infine, per il dimensionamento dell'ombrello fermaneve, come per tutte le altre strutture fermaneve, è prassi seguire le *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* (Margreth, 2007). Essendo vigente e di origine svizzera, non persiste l'obbligo di seguire tale normativa ma, non esistendo altre norme, a livello europeo, relative allo specifico campo della premunizione contro le valanghe, è buona regola da parte di tutti gli Stati, compresa l'Italia, osservare le indicazioni ivi fornite. Questa direttiva tecnica è complementare alle norme SIA 261 e 261.1, che racchiudono le regole riconosciute dell'arte della costruzione e costituiscono la collezione delle norme svizzere dell'edilizia e del genio civile (cfr. www.sia.ch). Viene aggiunto che, se questa normativa non contiene altre indicazioni, per il dimensionamento della sovrastruttura delle opere di sostegno valgono le disposizioni delle norme SIA 262, 263 e 265. Per il dimensionamento delle fondazioni delle opere di sostegno valgono le disposizioni della citata direttiva tecnica, ma in casi speciali si può far capo alla norma SIA 267 (Margreth, 2007).

In aggiunta, è consigliato integrare questo testo con la consultazione del manuale *The Technical Avalanche Protection Handbook* (Rudolph-Miklau et al., 2015), il quale fornisce un'ampissima conoscenza relativa ai fenomeni valanghivi e misure di protezione maturata

negli anni mediante esperienza diretta, simulazioni con modelli e integrazione di testi preesistenti.

3.3. IL MODELLO ERDOX NEVE® (BETONFORM)

La struttura ErdoX è stata concepita e progettata specificatamente come opera di stabilizzazione del manto nevoso e, conseguentemente, è stata dimensionata e verificata secondo la normativa WSL-FNP di Davos. Rispetto alle tipologie tradizionali, la struttura ErdoX Neve è caratterizzata da una estrema rapidità di posa, che, collegata alla facilità del trasporto, la rendono particolarmente adatta per interventi su versanti molto ripidi e potenzialmente pericolosi (Figura 19). Tali barriere sono dotate di zincatura a caldo per immersione EN 1461 complete di rete in funi di acciaio protette con lega eutettica di Zn – Al5% di classe A (UNI EN 12385-2-4, UNI EN 10244-2, UNI EN 10264-2).

L'elemento ErdoX Neve a monoancoraggio è una struttura di tipo piramidale isostatica che, a seconda dell'altezza della neve stimata per la zona in esame, può variare in dimensioni e in particolare ne esistono quattro tipologie: Dk 300, Dk 350, Dk 400 e Dk 450, rispettivamente per altezze della neve di 3.10 m, 3.60 m, 4.00 m e 4.50 m sulla normale al pendio. Questi modelli variano in altezza e larghezza della struttura, lunghezza della trave HEB, dimensioni relative alle connessioni nel nodo centrale e lunghezza del gambo centrale, che esiste nelle versioni da 4 e 5 metri. Nel dettaglio, i modelli Dk 300 e Dk 350 sono costituiti esattamente dagli stessi componenti, con palo centrale di 4 metri, ma con la croce di Sant'Andrea ruotata di 90°, appoggiando a terra il lato lungo nel primo modello e il lato corto nel secondo modello. Diversamente, i modelli Dk 400 e Dk 450 hanno entrambi un palo centrale di lunghezza di 5 metri, mentre hanno una croce di Sant'Andrea di dimensioni differenti, entrambe con il lato corto a terra, rispettivamente di larghezza 3.45 m e 3.90 m.

Rappresentando il prodotto più diffuso sul mercato ed essendo la tipologia di ombrello analizzata in sito, in questa tesi ci si è concentrati su questo modello. In particolare, tali strutture analizzate appartengono alla tipologia Dk 350 e hanno le caratteristiche elencate in Tabella 1 e Tabella 2.

PARAMETRO	DIMENSIONE	UNITA' DI MISURA
Altezza ErdoX	3.60	m
Larghezza ErdoX	3.10	m
Diagonale	4.75	m
Lunghezza gambo	4.00	m
TRAVE HEB120		
Lunghezza	2300	mm
Lunghezza efficace	4600	mm
Coeff. di lunghezza efficace	2	
Larghezza ali	120	mm
Spessore ala	11	mm
Altezza anima	120	mm
Spessore anima	7	mm
Raggio raccordo ala anima	12	mm
Area lorda profilo	3401	mm ²
Area resistente al taglio	1097	mm ²
Modulo di resistenza elastico	144100	mm ³

Modulo di resistenza a rottura	165200	mm ³
Momento di inerzia asse y	8644000	mm⁴
Momento di inerzia asse z	3175000	mm⁴
Rigidezza torsionale	138400	mm⁴
Rigidezza torsionale second.	941000000	mm⁵
Raggio d'inerzia asse y	51	mm
Raggio d'inerzia asse z	30	mm
	PALO CENTRALE	
Lunghezza	4.00	m
Diametro	114.5	mm
Spessore	5	mm
	TIRANTI	1
Tipo cordino	16	mm
Resistenza di progetto	161.40	kN
	NODO DI ANCORAGGIO ALLA BASI	E
Diametro del bullone	30	mm
Spessore piastra	10	mm
Distanza dal bordo	67.5	mm
Larghezza piastra	100	mm
Diametro dei bulloni	27	mm
Distanza dal bordo	75	mm
Distanza tra i bulloni	125	mm
Distanza dal bordo fondo tubo	50	mm
	NODO CENTRALE	1
Diametro bullone	20	mm
Spessore piastra	10	mm
Distanza dal bordo	80	mm
Distanza dal bordo esterno	48	mm
Distanza dal bordo trave	50	mm
Distanza dai bordo esterno	30	mm
Resistenza a spervamento	275	N/mm ²
Resistenza ultima	430	N/mm ²
Coeff di sicurezza acciaio	1 05	
Modulo di elasticità lineare	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	80769	N/mm ²
	AIO PIASTRE DI COLLEGAMENTO S	275IR
Resistenza a snervamento	275	N/mm ²
Resistenza ultima	430	N/mm ²
Coeff. di sicurezza acciaio	1.05	
Modulo di elasticità lineare	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	80769	N/mm ²
BULLONI ANCORAGGIO ALLA BASE (strutturale SB)		
Resistenza ultima 800 N/mm ²		
Coeff. di sicurezza connessioni	1.25	
BULLONI NODO CENTRALE (strutturale HV)		
Resistenza ultima	1000	N/mm ²

Tabella 1. Dimensioni degli elementi costituenti l'ombrello ErdoX Neve Dk350 interno (Betti, 2017).

NODO DI ANCORAGGIO ALLA BASE		
Diametro del bullone A	30	mm
Spessore piastra	10	mm
Distanza dal bordo	67.5	mm
Larghezza piastra	100	mm
Diametro dei bulloni B e C	30	mm
Distanza tra i bulloni B e C	125	mm
Diametro del bullone D	27	mm
Distanza dal bordo del bullone	75	mm
D		

Tabella 2. Dimensioni degli elementi costituenti l'ombrello ErdoX Neve Dk350 marginale (solo i dati relativi al nodo di ancoraggio alla base sono differenti dall'ombrello interno, il resto corrisponde) (Betti, 2017).



Figura 19. Installazione di ombrelli fermaneve tipo Erdox Neve in località Liconi, presso Cogne (AO), visibile in secondo piano.

2.3. MANUTENZIONE

Per queste strutture la manutenzione periodica è vitale, specialmente perché la loro posizione, spesso remota, non permette una rapida e immediata costatazione dei danni e del corretto comportamento degli elementi, sia nella stagione estiva che nella stagione invernale. Infatti, è pressoché scontato che dopo ogni inverno, in seguito alla fusione nivale, un numero variabile di elementi a ombrello presenti dei danneggiamenti di vario genere. Questo è dovuto all'estrema variabilità che il manto nevoso può presentare in altezza e densità, anche nello stesso sito, sia per la morfologia del pendio che per l'esposizione solare, l'esposizione al vento, la sua intensità e frequenza, la temperatura e la posizione (di cresta, marginale all'intervento o nell'impluvio).

Sulle opere installate sono previsti interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, in modo da garantirne la vita utile prevista; in caso di interventi di ripristino e manutenzione, è comunque consigliata la consultazione del produttore, considerato che la determinazione dei danni non risulta sempre di facile valutazione, né può essere totalmente identificata con modalità standard. Di regola i vari elementi che compongono la barriera richiedono l'intervento di sostituzione o ripristino solo a seguito di impatti, ma è comunque raccomandato eseguire controlli regolari, per assicurarsi dello stato della barriera e quindi della sua funzionalità. L'intensità dei controlli deve essere determinata in base alle caratteristiche geologiche, morfologiche ed ambientali del sito, in funzione della possibile influenza della vegetazione, degli agenti atmosferici e del grado di aggressività dell'ambiente; pertanto, tali indicazioni non rientrano nella documentazione accompagnatoria del prodotto.

Per quanto concerne la periodicità, le opere necessitano, di regola, di un controllo visivo annuale, mentre lo stato di manutenzione delle strutture di sostegno deve essere verificato dopo ogni importante sollecitazione o almeno ad intervalli di 3-5 anni, in cui gli elementi critici (ad esempio i collegamenti tra gli ancoraggi e la sovrastruttura) devono essere ispezionati accuratamente (Rudolf-Miklau et al., 2015).

Il funzionamento ottimale della barriera ErdoX Neve è garantito semplicemente dal mantenimento della corretta conformazione geometrica durante le fasi di posa in opera delle strutture. Oltre al periodico controllo degli elementi strutturali, come bulloni, morsetti di collegamento e rete strutturale, risulta necessario procedere alla verifica del sito, che va mantenuto libero da ostacoli di entità significativa. Dal punto di vista tecnico, qualsiasi intervento di ripristino o sostituzione di elementi danneggiati va effettuato seguendo le indicazioni del manuale di montaggio, contenente le indicazioni di corretta posa in opera di ciascun componente (Manuale di Manutenzione Betonform).

La manutenzione periodica (ordinaria) è descritta in Tabella 3, mentre la manutenzione straordinaria è descritta in Tabella 4.

а	Controllo del corretto serraggio di bulloni, morsetti, grilli e delle giunzioni di funi eseguite con morsetti.	Intervento unico al momento della realizzazione dell'opera
b	Verifica della geometria originaria e conseguenti ripercussioni sul corretto funzionamento delle strutture.	1-5 anni, secondo necessità
С	Eventuale manutenzione dei sentieri di accesso mediante disboscamento e decespugliamento allo scopo di permettere la ricognizione visiva delle effettive condizioni delle strutture propedeutica alle eventuali manutenzioni occorrenti.	1-5 anni, secondo necessità
d	Verifica dello stato del rivestimento anticorrosivo dei componenti a vista (profilati, bulloni, rete strutturale, morsetti etc) in quanto, pur essendo realizzato in conformità alle normative vigenti, il rivestimento anticorrosivo può risultare danneggiato da condizioni ambientali particolari o agenti aggressivi imprevedibili presenti nell'atmosfera.	1-5 anni, secondo necessità

Tabella 3. Modalità di manutenzione periodica (ordinaria) sulle strutture Erdox Neve (Manuale di Manutenzione Betonform).

а	Controllo della carpenteria metallica (profilati,	A seguito di ogni evento
	piastre, reti ecc) con sostituzione degli elementi	
	deformati. Eventuale ripristino della geometria	
	originaria mediante il riposizionamento delle	
	strutture e dei relativi ancoraggi.	

Tabella 4. Modalità di manutenzione straordinaria (a seguito di fenomeni di caduta massi, incendi, etc...) sulle strutture Erdox Neve (Manuale di Manutenzione Betonform).

4. DIMENSIONAMENTO DEGLI OMBRELLI FERMANEVE E PROBLEMATICHE RISCONTRATE

Nei successivi sottocapitoli verranno analizzati i carichi agenti sulla struttura ad ombrello secondo le *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* (Margreth, 2007), con una breve introduzione al problema della densità della neve, la quale cambia per diversi autori. Dopodiché si effettueranno i calcoli effettivi di questi carichi agenti, a partire dagli schemi statici del pannello di sostegno neve e del palo centrale.

4.1. NORMATIVA

Come accennato nel Capitolo 3.2., nella fase progettuale del dimensionamento è prassi seguire le indicazioni contenute nelle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* (Margreth, 2007), le quali si rivolgono a costruttori e progettisti e poggiano in gran parte sulle esperienze acquisite in passato nell'ambito delle opere di premunizione, integrando le vigenti norme SIA, citate in detto capitolo. Nel dettaglio, i calcoli preliminari dei fattori relativi al manto nevoso sono descritti nel Capitolo 3.10: Fattori locali che influenzano la pressione della neve, mentre il capitolo volto ad orientare sulle forze che entrano in gioco è il 4: Descrizione generica degli effetti della pressione della neve, integrate poi nel Capitolo 5.5: Azioni sulla struttura portante.

Queste indicazioni possono essere arricchite con alcuni dettagli in più, illustrati nel *Technical Avalanche Protection Handbook* (Rudolf-Miklau et al., 2015), all'interno del capitolo *6.2.5: Actions on snow supporting structures.*

Tutte le indicazioni fornite in questi testi sono state tuttavia modificate, in parte, alla luce del fatto che sono pensate per opere fermaneve strutturalmente diverse dall'ombrello fermaneve, nonostante il principio sia il medesimo.

4.2. AZIONI SULL'OMBRELLO SECONDO LA NORMATIVA SVIZZERA

Nel calcolo dei carichi agenti sul singolo paravalanghe si fa riferimento alla normativa *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* (Margreth, 2007), la quale sostiene che su una struttura fermaneve agiscono le seguenti forze:

- Componente parallela al pendio (S'_N);
- Componente normale al pendio (S'_Q);
- Peso proprio del cuneo nevoso (G') qualora la superficie di ritenuta dell'opera non sia normale al pendio. Questa azione viene poi suddivisa in una componente parallela (G'_N) e una ortogonale al pendio (G'_Q);
- Spinta generata dall'effetto bordo (S'_R), che agisce solo sugli ombrelli marginali e in direzione parallela al pendio;
- Pressione della neve agente sui pali centrali (q's);
- Pressione della neve sulle funi in fili d'acciaio o barre.

Queste agiscono come mostrato in Figura 20 e verranno in seguito dettagliate.


Figura 20. Schema applicativo delle azioni agenti sul generico ombrello fermaneve, dunque indicante solo i carichi S'_N e G', per un manto dell'altezza massima (Ceriani, 2013).

4.2.1. COMPONENTE PARALLELA AL PENDIO (S'N)

La normativa svizzera opta, come accennato, per svolgere il calcolo della spinta mediante due modelli di carico: il primo considera un'altezza massima di neve con densità di 270 kg/m³, il secondo considera un'altezza di neve compattata pari al 77% di quella massima, con densità di 400 kg/m³. L'analisi delle forze che agiscono sugli ombrelli da neve parte dal calcolo delle due componenti fondamentali della pressione della neve sulle strutture rispetto al pendio: la componente parallela al pendio e quella normale allo stesso. Quest'ultima, nel caso degli ombrelli, risulta trascurabile, per cui non viene calcolata (Ceriani & Fiou, 2013).

La componente, parallela al pendio, della pressione di scorrimento e di slittamento su una superficie di sostegno rigida, perpendicolare al pendio e di lunghezza illimitata lungo la linea di livello, è data da due formule, in modo che, a favore di sicurezza nel dimensionamento, si possa scegliere il valore che risulta maggiore:

$$S'_N = \frac{1}{2}\rho g H_K^2 K' N f_S \qquad \qquad S'_N = H_K^2 N f_C f_S$$

dove

 ρ = densità media della coltre nevosa [t/m³];

g = accelerazione di gravità terrestre (=10 m/s²);

 H_{K} = altezza della neve misurata verticalmente [m];

K' = coefficiente di scorrimento (funzione della pendenza del terreno ψ e della densità ρ secondo la Tabella 5);

N = coefficiente di slittamento (dalla Tabella 6);

 f_s = termine correttivo che tiene conto del tipo di opera fermaneve (ad esempio per le reti si ha f_s = 0.80);

 $f_c = 1 + 0.02(\frac{z}{100} - 15)$ = fattore di altitudine (per $z \le 1500$ m e $z \ge 3000$ m, si utilizzano rispettivamente i valori $f_c = 1 e f_c = 1.3$);

z = quota altimetrica [m s.l.m.].

ρ [kg/m³]	200	300	400	500	600
K/sin2Ψ	0.7	0.76	0.83	0.92	1.05

Tabella 5. Coefficiente di scorrimento K in funzione della densità media della neve e della pendenza del terreno (Margreth, 2007).

	W S Esposizione ONO-N-ENE	W S E
	Esposizione ONO-N-ENE	Esposizione
		ENE-S-ONO
Classe 1		
 Detrito grossolano (d* ≥ 30 cm) Terreno abbondantemente ricoperto da blocchi di roccia di piccole e grandi dimensioni 	1.2	1.3
Classe 2		
 Superfici ricoperte da cespugli di ontano ben sviluppati o da pini striscianti alti almeno 1 m Gibbosità molto ben sviluppate (altezza superiore a 50 cm), ricoperte da cotica erbosa o piccoli arbusti Berme provocate dal bestiame, ben pronunciate Ciottoli grossi (d* ca. 10–30 cm) 	1.6	1.8
Classe 3		
 Cotica erbosa a stelo breve, cosparsa di piccoli cespugli (erica, rododendri, mirtilli, ontani, pini striscianti,con altezza inferiore a circa 1 m) Ciottoli di piccole dimensioni (d* ≤ 10 cm) alternati a cotica erbosa e piccoli cespugli Gibbosità poco sviluppate (altezza inferiore a 50 cm) ricoperte di cotica erbosa liscia e piccoli cespugli Cotica erbosa con berme provocate dal bestiame, poco pronunciate 	2.0	2.4
Classe 4		
Cotica erbosa liscia, a stelo lungo, uniforme Lastre di roccia affioranti, lisce, con stratificazione parallela al pendio Detrito di falda liscio, mescolato con terra Conche paludose Chi di dataminanta dei blochi era stelijita la mensità del perio	2.6	3.2

Tabella 6. Classi di terreno e coefficienti di slittamento (Margreth, 2007).

4.2.2. COMPONENTE NORMALE AL PENDIO (S'Q)

La componente, normale al terreno, dell'azione della neve S'_Q su una superficie di sostegno rigida e perpendicolare al pendio si manifesta quando ne viene impedito l'assestamento a causa del contatto con la suddetta struttura, per aderenza e rugosità. Partendo dal valore di S'_N, tramite il coefficiente *a*, che dipende dalle condizioni della neve, si valuta il valore di S'_Q per *a* = 0.35 e *a* = 0.50 e se ne sceglie il maggiore risultante dalla seguente relazione:

$$S'_Q = S'_N \frac{a}{N \, tg(\Psi)}$$

dove:

 S'_N = componente della spinta del manto nevoso parallela al pendio;

N = coefficiente di slittamento (dalla Tabella 6);

 Ψ = inclinazione pendio [°].

4.2.3. PESO PROPRIO DEL CUNEO NEVOSO (G')

In genere, la superficie di sostegno neve non è ortogonale al terreno, perciò occorre calcolare l'effetto peso del prisma di neve compreso tra la superficie del pendio e la superficie di sostegno; tale valore è da ricavare mediante le due formule fornite, scegliendo il risultato maggiore dei due:

$$G' = \frac{1}{2}\rho g D_K^2 t g \delta \qquad \qquad G' = 1.50 D_K^2 t g \delta$$

dove

 D_{K} = altezza della neve perpendicolare al pendio;

 δ = angolo tra la normale al pendio e la superficie del sostegno;

Scelto il valore, le componenti parallela e ortogonale si calcolano mediante le relazioni trigonometriche.

4.2.4. SPINTA GENERATA DALL'EFFETTO BORDO (S'R)

Altra componente è quella dell'"effetto bordo", che interessa solamente gli elementi marginali. Essa è generata dall'impedimento che le barriere oppongono allo scorrimento della neve verso valle anche a lato della barriera, ove non è presente alcun ostacolo effettivo, tipico degli ostacoli di estensione limitata, che si manifesta come una forza parallela al pendio. Queste forze dipendono dai fattori che determinano la pressione della neve su una struttura di lunghezza illimitata, in particolare dal coefficiente di slittamento, dalle dimensioni, dalla forma e dalla rugosità della superficie della griglia. Il principio della ripartizione delle pressioni della neve è riportato nella Figura 21. Per semplificare il calcolo pratico si assume un carico costante per metro lineare S'_R, equivalente alle forze di bordo e applicato su una lunghezza Δl (Margreth 2007).





 $S'_R = f_R S'_N$

 $con f_R = (0.92 + 0.65N) * \frac{A}{2} \le (1.00 + 1.25N) = coefficiente di bordo$

dove

N = coefficiente di slittamento;

A = distanza laterale fra le strutture [m].

La lunghezza d'applicazione della forza S' $_{R}$ è data dalla relazione:

$$\Delta l = 0.60 * \frac{A}{2} \le \frac{D_K}{3}$$

Il valore limite superiore a destra nella formula precedente vale per una struttura libera (A > 2 m) e non può essere superato (Figura 22).



Figura 22. Fattore di bordo secondo la formula del coefficiente di bordo f_R (Margreth, 2007).

4.2.5. PRESSIONE DELLA NEVE AGENTE SUI PALI CENTRALI (q's)

A causa dell'aderenza della coltre nevosa presente sotto la griglia, i pali centrali sono soggetti a pressioni della neve dirette verso valle; la grandezza di queste forze dipende in forte misura dal fattore d'influenza η del puntone e, in presenza di un marcato slittamento della coltre nevosa, il fattore di influenza aumenta. La pressione della neve sui pali può essere assunta come un carico lineare q's uniformemente ripartito, perpendicolare all'asse del puntone:

$$q'_S = \eta * \phi_P * \rho * H * g$$

dove:

 η = coefficiente d'influenza del palo;

 ϕ_P = diametro del palo [m];

 ρ = densità della neve [kg/m³];

H = altezza verticale del manto di neve sopra la mezzeria del palo [m];

g = accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s².

Il valore del coefficiente d'influenza è ammesso maggiore o uguale a 1. In presenza di movimenti di scorrimento molto pronunciati, detto valore può aumentare fino a 5. In zone

con scarso slittamento (N<1.6 o se sono stati intrapresi efficaci provvedimenti contro lo slittamento) le forze trasversali sono generalmente trascurabili (Margreth, 2007).

4.2.6. PRESSIONE DELLA NEVE SULLE FUNI IN FILI D'ACCIAIO O BARRE

Essendo presenti funi in fili d'acciaio, secondo le *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* (Margreth, 2007), anch'esse dovrebbero essere soggette alla pressione della neve q's e agli effetti di bordo. Tuttavia, l'ombrello fermaneve lavora diversamente dalle barriere fermaneve a rete incluse in detta normativa; perciò, i controventi dell'ombrello subiscono solamente carichi trasmessi dalle altre componenti dell'ombrello, mentre solo il palo centrale subisce q's.

4.2.7. RISULTANTE DELLE AZIONI (R')

La grandezza della risultante delle azioni R' si ottiene dalla somma vettoriale delle somme delle componenti parallele e perpendicolari al pendio. Per una parete di lunghezza illimitata si ha:

$$\begin{aligned} R'_{N} &= S'_{N} + G'_{N} \\ R'_{Q} &= S'_{Q} + G'_{Q} \\ R' &= \sqrt{{R'}_{N}^{2} + {R'}_{Q}^{2}} \ [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

Entro la lunghezza d'applicazione delle forze di bordo, alle componenti parallele al pendio S'_N e G'_N occorre ancora aggiungere la forza di bordo S'_R .

$$R'_N = S'_N + S'_R + G'_N \text{ [kN/m]}$$

La direzione della risultante (nel piano perpendicolare alla linea di livello) si ottiene con la formula

$$tg\varepsilon_R = \frac{R'_Q}{R'_N}$$

dove ε_R è l'angolo compreso fra la risultante e la parallela al pendio.

Il punto d'applicazione della risultante può essere ipotizzato a metà altezza della struttura per il modello di carico 1 (altezza massima della neve) e ad un'altezza $h/2=0.385*H_k$ per il modello di carico 2 (altezza della neve uguale al 77% della massima) (Margreth, 2007).

4.3. SCHEMA STATICO

L'operazione necessaria per il dimensionamento dell'ombrello è la definizione di una schematizzazione di quest'ultimo e delle azioni sui singoli componenti strutturali. Infatti, il problema in analisi permette di schematizzare la struttura come un modello bidimensionale ad aste, come mostrato in Figura 23, in cui:

- gli appoggi al terreno sono schematizzati come un carrello esterno, tale da impedire il movimento verticale dell'ombrello, rendendo comunque possibile gli spostamenti lungo la direzione del palo centrale;
- il punto di contatto tra palo e fondazione è schematizzato con una cerniera esterna, consentendo la rotazione di quest'ultimo, ma bloccando gli altri movimenti;

- la fondazione, nell'estremità non collegata alla struttura, si suppone vincolata con un incastro, ma essa non contribuisce, nello schema statico, a fornire resistenze o forze addizionali, in quanto ancora l'ombrello alla roccia ma, nella schematizzazione, questo ruolo è fornito dalla cerniera esterna;
- una cerniera interna è posta nel punto di contatto tra palo centrale e croce di Sant'Andrea; questo vincolo rende possibile la rotazione relativa tra questi due elementi, impedendo altri spostamenti reciproci, esattamente come opera l'effettivo giunco sferico;
- ogni fune di controvento è modellata come una biella, in grado di trasmettere solo sforzo normale; in particolare le funi di controvento superiori ed inferiori non sono mai entrambe sollecitate, ma risulta "attiva" solo la coppia di funi che deve bilanciare la risultante del carico da neve, a seconda del suo punto di applicazione rispetto alla struttura (Olivero, 2011); quindi, il controvento superiore può essere escluso;
- al fine di trovare le forze di trazione nel controvento inferiore e nel palo centrale, sono stati introdotti due carrelli esterni, lungo la trave che modella la croce di S. Andrea, che permettono uno scorrimento ortogonale all'asse del controvento inferiore e del palo centrale rispettivamente.

Bisogna tenere presente che l'ombrello fermaneve è una struttura labile, in quanto l'ancoraggio a monte non è una cerniera direzionale. Se invece si considerano schemi bidimensionali, l'opera risulta isostatica, infatti il numero di gradi di libertà è 9, dato dai 3 della croce, i 3 del palo più i 3 del controvento, mentre la cerniera esterna blocca traslazione verticale e orizzontale, come le 2 cerniere interne, mentre i 3 carrelli esterni bloccano solo lo spostamento ortogonale al piano di scorrimento rispettivo, per un totale di 9 gradi di vincolo, quindi la differenza risulta nulla. Da ciò, si può risolvere la struttura utilizzando le equazioni cardinali della statica. L'isostaticità (in un piano) permette all'ombrello di essere risolto imponendo l'equilibrio alla traslazione in direzione verticale (ortogonale al palo) e orizzontale (parallela al piano), e quello alla rotazione utilizzando l'estremo inferiore del pannello di sostegno, coincidente con il carrello (sistema di riferimento in Figura 23).



Figura 23. Schema di un generico ombrello fermaneve; in blu si hanno gli angoli, in rosso i vertici delle aste.

4.4. VERIFICHE SUI SINGOLI ELEMENTI

La progettazione di un ombrello fermaneve culmina con la verifica strutturale: si tratta di caratterizzare e dimostrare la richiesta delle NTC 2018 secondo cui $E_d \leq R_d$ per tutti i singoli elementi dell'ombrello, ovvero che le resistenze dei componenti siano sempre maggiori o uguali alle azioni agenti. Si introducono le seguenti grandezze fondamentali, usate nella trattazione:

- A è la sezione resistente del profilato in acciaio oggetto di verifica;
- f_{yk} è la tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio impiegato (s275);
- γ_M è il coefficiente di sicurezza;
- W è il modulo resistente elastico della sezione.

Per ognuno degli elementi costituenti dell'ombrello verranno esposte le verifiche richieste, con le relative formule.

4.4.1. RETE E BRACCI DELLA CROCE DI SANT'ANDREA

Nella croce di Sant'Andrea, gli sforzi interni che si generano a seguito della presenza di neve comportano sia un'inflessione dei bracci che l'insorgenza di azioni taglianti. Le travi che vengono usate da bracci della croce devono essere pertanto verificate sia a flessione che a taglio, secondo le seguenti indicazioni:

la verifica a flessione si conduce controllando che il momento flettente di progetto M_{Ed}
 sia inferiore al momento resistente M_{Rd}, calcolato come:

$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- la verifica a taglio si ritiene superata se l'azione tagliante V_{Ed} è inferiore alla resistenza di progetto V_{Rd} calcolata, in assenza di torsione, con la seguente relazione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{\nu} f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

in cui A_v è l'area resistente al taglio, legata all'area della sezione e agli spessori di anima e ali.

La rete di contenimento viene trascurata in questo lavoro, pur sottolineando come in un progetto di intervento con ombrelli fermaneve siano necessarie anche le verifiche a trazione e punzonamento.

4.4.2. PALO CENTRALE DI COLLEGAMENTO

Data la contemporanea presenza di sforzi di trazione e flessione, la verifica richiesta è per uno stato di tenso-flessione, che in questo lavoro viene condotta utilizzando le formule di Navier. Si deve controllare che la tensione all'interno della sezione sia inferiore alla resistenza di snervamento di progetto f_{yd} . La relazione utilizzata è dunque la seguente, valutata nella mezzeria dell'asta, ovvero dove il momento flettente assume valore massimo:

$$f_{yd} \ge \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W}$$

4.4.3. FUNI DI CONTROVENTO

Questi elementi risultano tesi, come osservato in precedenza, pertanto è richiesta una verifica a trazione, che certifichi che l'azione di progetto N_{Ed} sia inferiore al carico normale resistente calcolato con la seguente relazione:

$$N_{Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

4.4.4. FONDAZIONI

La verifica delle fondazioni si rifà a quanto riportato sia nel paragrafo 6.6 delle NTC 2018 che a quanto descritto nell'Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica". È necessario chiarire che per le opere geotecniche ci si riferisce a due differenti tipi di stati limite ultimi nelle verifiche: quelli geotecnici (indicati con GEO) e quelli strutturali (indicati con STR). Il dimensionamento di un tirante deve quindi garantire:

- resistenza all'interfaccia acciaio-malta del bulbo di fondazione (GEO);
- resistenza all'interfaccia malta del bulbo di fondazione (GEO);
- resistenza della sezione del tirante (STR);
- stabilità globale (GEO).

Ognuna di queste condizioni, ad esclusione di quella sulla resistenza della sezione del tirante, restituisce una differente lunghezza della fondazione; a vantaggio di sicurezza viene però selezionata la maggiore tra tutte quelle determinate con i metodi appena riportati. Le azioni con cui si dimensiona l'ancoraggio derivano dallo stato di esercizio della struttura, e sono classificate come accidentali, poiché l'intervallo temporale in cui sono presenti non è paragonabile a quella del peso proprio della struttura. Di conseguenza, i fattori di sicurezza e

i coefficienti da utilizzare per le combinazioni di carico risultano essere quelli delle combinazioni variabili. Si fa presente che la definizione del valore caratteristico delle azioni si ottiene dalla seguente relazione:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

in cui F_d è il valore di progetto dell'azione, F_k è il valore caratteristico e γ_F è il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alle azioni. Per la determinazione dei coefficienti delle azioni si rimanda alla Tabella 7 riportata sotto.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\mathbf{\gamma}_{\mathrm{F}}$			
Carichi normananti Ca	Favorevoli	24	0,9	1,0	1,0
Carichi permanenti Gi	Sfavorevoli	Ϋ́G1	1,1	1,3	1,0
	Favorevoli	24	0,8	0,8	0,8
Carichi permanenti non strutturali G ²⁽¹⁾	Sfavorevoli	Ϋ́G2	1,5	1,5	1,3
Aziani warishili Q	Favorevoli	24	0,0	0,0	0,0
Azioni variabili Q	Sfavorevoli	Ϋ́Qi	1,5	1,5	1,3

Tabella 7. Coefficienti di combinazione delle azioni (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018).

Poiché le strutture paravalanghe sono caratterizzate da massa e inerzia limitate, la verifica sismica non viene eseguita: la normativa svizzera di riferimento specifica, infatti, che la valutazione dei carichi trasmessi dalla neve alla struttura è fatta sull'ipotesi del caso di un incipiente distacco del manto nevoso, come accade anche in condizioni di sisma. È comunque importante sottolineare che il peso proprio dell'opera, grazie al vincolo di appoggio semplice con piano di scorrimento coincidente con la massima pendenza del pendio alla base della croce, causa un incremento di trazione all'interno dell'elemento di fondazione in caso di sisma, perché si sviluppa nell'ancoraggio una forza reagente diretta verso monte. Il valore caratteristico della resistenza a sfilamento per i tiranti, R_{ak} , può essere ricavato in due modi differenti: dai risultati prove di progetto su ancoraggi di prova oppure, con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio. Se si opta per il primo metodo, il valore della resistenza caratteristica è il minore tra i valori medio e minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove, corretto applicando i fattori di correlazione $\xi_{a1} e \xi_{a2}$ dipendenti dal numero di prove, secondo la seguente relazione:

$$R_{a,k} = \min\left\{\frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}}\right\}$$

Se invece si opta per il secondo metodo, R_{ak} è il minore tra i valori medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ calcolate nelle varie prove, corretto applicando i fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} dipendenti dal numero di profili di indagine che sono riusciti a modellare correttamente il modello geotecnico per il terreno del sottosuolo, secondo la seguente relazione:

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1. I valori dei fattori di correlazione sono mostrati in Tabella 8.

Metodo funzione del numero degli ancoraggi di prova									
Numero di prove di carico	1	2	> 2						
ξ _{a1}	1.5	1.4		1.3					
ξ _{a2}	1.5	1.3		1.2					
Metodo funzione o	lel numero n	di profili di inda	agine						
Numero di verticali indagate	Numero di1234≥ 5verticali indagate								
ξ _{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60				
ξ _{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55				

Tabella 8. Fattori di correlazione come dalle NTC 2018 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018).

Per quanto riguarda l'esecuzione delle prove di carico, in questa sede non ci dilungheremo sulla loro descrizione, che è comunque riportata nel paragrafo 6.6.4. delle NTC 2018. Dal valore di resistenza caratteristico, è possibile passare a quella di progetto utilizzando i coefficienti parziali Υ_R , diversi a seconda che si tratti di un tirante temporaneo o permanente (il caso delle fondazioni per ombrelli), come mostrato in Tabella 9.

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	Ϋ́R	1.1
Permanenti	Ϋ́ _R	1.2

Tabella 9. Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018).

Il coefficiente da utilizzare per la verifica in questione è quindi γ_R = 1.20. Le caratteristiche geotecniche del sito in esame rientrano nelle verifiche agli stati limite con i valori riportati in Tabella 10.

Parametro	Grandezza a cui applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Angolo di resistenza al taglio	tg φ' _k	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	C'k	<i>Υ_{c'}</i>	1.0	1.25
Resistenza non drenata	C _{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	Υ _k	Ϋ́γ	1.0	1.0

Tabella 10. Valori dei coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici del suolo (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018).

Per quanto riguarda le verifiche strutturali, in merito all'acciaio, la normativa italiana definisce il suo valore di resistenza di progetto come quello ottenuto dalla resistenza caratteristica divisa per il fattore di sicurezza parziale valido per tutti i tipi di acciaio, ovvero $\Upsilon_s = 1.15$, secondo la formula:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\Upsilon_S}$$

come riportato al paragrafo 4.1 delle NTC 2018.

Introdotte tutte le grandezze che compaiono nelle varie verifiche, è possibile studiare nel dettaglio le varie combinazioni di carico, come previste dalle NTC 2018. La verifica di stabilità globale si deve condurre secondo la combinazione A2+M2+R2, mentre tutte le altre utilizzano i coefficienti parziali derivanti dalle combinazioni A1+M1+R3, in cui i coefficienti R3 valgono solamente per la verifica a sfilamento, e nelle verifiche strutturali si utilizzano solo i coefficienti A1 relativi alle azioni, applicando i coefficienti del materiale acciaio nel determinare le caratteristiche resistenti delle sezioni.

Il progetto delle fondazioni deve dunque soddisfare le richieste elencate sopra, anche se, come anticipato, solo quelle relative all'aderenza tra la malta del bulbo-acciaio del tirante e la malta del bulbo-terreno condizionano la lunghezza del perforo; la verifica sulla sezione serve infatti a definire la sezione resistente.

La verifica della sezione si esegue attraverso la seguente disequazione:

$$F_d \le \frac{N_S}{\gamma_S}$$

in cui:

F_d = azione di progetto;

 N_s = valore caratteristico della resistenza dell'ancoraggio, viene fornito dal produttore.

La verifica di aderenza tra acciaio e malta si esprime con la formula seguente:

$$F_d \le \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_m} S_{Lat} L$$

in cui:

F_d ha sempre il medesimo significato;

 τ_{a-m} = adesione malta-acciaio;

 γ_M = fattore parziale tra acciaio e malta (pari a 1.5);

S_{Lat} = superficie effettiva di contatto tra malta e acciaio;

L = lunghezza dell'ancoraggio.

Il valore di τ_{a-m} si può ricavare partendo dalla conoscenza della resistenza caratteristica a compressione R_{ck} tramite la formula:

$$\tau_{a-m} = 0.237 * R_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Nel caso di ancoraggi a barra, la superficie laterale è quella nominale:

 $S_{Lat} = \pi d$

dove d è il diametro della barra.

Se gli ancoraggi sono invece realizzati con doppia fune spiroidale (caso più comune per gli ombrelli fermaneve), si utilizza la seguente relazione:

$$S_{Lat} = 2\pi * \gamma_{geom} * d$$

in cui:

 Y_{geom} = fattore di riduzione pari a 0.80, dovuto al fatto che le due funi accoppiate non sviluppano una superficie di contatto con la malta pari alla somma delle due superfici delle singole funi (Fiou, 2018).

Per la verifica di aderenza tra malta e terreno circostante, deve valere la relazione:

$$F_d \le \frac{\tau_{t-m}}{\gamma_R} S_{Lat} L$$

in cui:

 τ_{t-m} = tensione sviluppata tra malta e terreno;

 γ_R = fattore parziale di sicurezza pari a 1.2;

 $S_{Lat} = \pi \cdot \phi_{perforo}$ = superficie effettiva di contatto malta-terreno;

L = lunghezza dell'ancoraggio.

Il valore di τ_{t-m} si può ricavare da analisi in sito oppure dai testi presenti nella letteratura specifica, ad esempio i grafici di Bustamante e Doix che legano τ_{t-m} al tipo di terreno e al risultato della prova penetrometrica standard N_{SPT} e al tipo di iniezione (IRS o IGU). Si evidenzia infine come nella pratica ingegneristica le fondazioni per un intervento con ombrelli fermaneve in un sito specifico vengono dimensionate nel caso peggiore, ovvero utilizzando i valori più alti delle azioni determinate in sede progettuale, ritenendo poi le verifiche soddisfatte anche per tutte le altre condizioni di progetto (Fiou, 2018).

4.5. PROBLEMATICHE RISCONTRATE

Dalle azioni mostrate nei capitoli precedenti e da diversi documenti, elencati sotto, si è riscontrato come la densità e l'altezza del manto nevoso siano due parametri fondamentali; tuttavia, essi non sono fissati in maniera univoca.

4.5.1. IL PROBLEMA DELLA DENSITÀ DELLA NEVE

La densità del manto nevoso assume valori differenti per diversi autori: la scelta più condivisa è quella della normativa svizzera (Margreth, 2007), la quale consiglia di effettuare due modelli di calcolo delle spinte differenti: il primo considera un'altezza H_k e densità ρ_H = 270 kg/m³ (altezza estrema del manto), mentre il secondo un'altezza $h=0.77^*H_k$ e densità ρ_h = 400 kg/m³ (altezza del manto compattato). Entrambi sono riferiti alle Alpi svizzere, alla quota di 1500 m s.l.m., esposizione ONO-N-ENE, anche se, nel calcolo della spinta, esso viene corretto a seconda di scorrimento, slittamento, altitudine, esposizione, e distanza tra gli elementi. (Margreth, 2007; Rudolf-Miklau et al., 2015). Questa ipotesi verrà utilizzata nei calcoli preliminari dello studio mediante la back analysis.

Altra opzione è quella condivisa da altri documenti relativi a prove effettuate sugli ombrelli fermaneve in laboratorio in vera grandezza e mediante modelli agli elementi finiti, ovvero di considerare un'unica densità di 300 kg/m³ (Chiaia, 2017; Betonform, 2021; Barbero, 2014).

Ancora, da parte di articoli scientifici relativi allo studio della meccanica della neve, svincolata quindi dalla progettazione di opere che vi interagiscano, si hanno valori nell'intervallo tra 360 e 590 kg/m³ per neve "moderatamente densa" e fino a 600 kg/m³ per neve di "tipica densità" (Mellor, 2007).

Infine, nell'ambito di prove sul palo rinforzato, eseguite in officina in vera grandezza, si hanno valori di densità di 400 kg/m³ per un accumulo ipotetico di 5 metri (Betti, 2018), fino ad arrivare ad un valore di 500 kg/m³ per il caso che considera la presenza di placche di ghiaccio, particolarmente gravoso specialmente per i controventi e quindi il palo orizzontale, che per questo sono supposti essere una delle cause della flessione dei pali (Betti, 2017).

4.5.2. IL PROBLEMA DELL'ALTEZZA DELLA NEVE

Come accennato nel paragrafo precedente, anche il valore dell'altezza di neve non è fissato in maniera univoca e, come i costanti danneggiamenti delle strutture paravalanghe dimostrano, spesso è differente dalle previsioni fatte nella fase progettuale. Tendenzialmente l'altezza viene scelta sulla base dei dati nivometrici osservati o registrati da parte di strumenti di vario genere, tra cui stazioni meteorologiche o le più semplici stadie, i quali possono essere posizionati direttamente nel sito di interesse o nella loro prossimità, caso in cui si deve procedere con interpolazioni su scala regionale per includere più stazioni vicine e calibrare i dati per le diverse condizioni al contorno che il sito presenta, come quota, esposizione, etc. Tuttavia, come detto in precedenza, si possono avere delle importanti variazioni dell'altezza anche all'interno del medesimo sito.

Vicino le creste si possono infatti creare le cornici di neve, ovvero accumuli di neve ventata, depositata mediante trasporto eolico della neve, formante una struttura aggettante conica rivolta verso il versante sottovento. Per questo motivo è bene posizionare degli ombrelli anche in prossimità delle creste.

Altra variazione dell'altezza è dovuta alla prossimità dell'impluvio (Saravalle, 2021): non tutte ma molte valanghe interessano dei pendii facenti parte di bacini e tutti i bacini hanno un impluvio, ovvero un insieme di punti, al centro di una concavità, verso il quale convergono tutti i flussi d'acqua e di neve una volta toccato il suolo. Questo significa che all'interno dell'impluvio si avranno altezze maggiori di neve (Figura 24), la quale potrebbe anche essere impregnata d'acqua, proveniente dalla fusione di altri strati, che qui converge per effetto della gravità.

L'altezza del manto inoltre dipende dal grado di compattazione della neve: neve farinosa, precipitata da un tempo relativamente breve e conservata al di sotto degli 0°C ha un'altezza sempre maggiore rispetto alla stessa quantità di neve ma compattata, la quale avrà una densità maggiore. In più, cicli di gelo e disgelo tipicamente primaverili possono causare altre variazioni, come una parziale fusione che poi, solidificandosi, va a creare delle placche di

ghiaccio. È proprio di questa differenza nel grado di compattazione che tengono conto le *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* (Margreth, 2007) fornendo i due diversi modelli di calcolo illustrati pocanzi. Tuttavia, date le deformazioni degli ombrelli, questi modelli si sono dimostrati non del tutto esaustivi.



Figura 24. Foto che dimostra come, anche a maggio, l'altezza di neve è molto maggiore in prossimità dell'impluvio, in grado di sommergere alcuni elementi; scattata presso Ceresole Reale (TO) (Sesenna, 2018).

4.5.3. ANALISI DELLE FORMULE

Urge effettuare un'analisi critica delle formule illustrate nel Capitolo 4.3., in quanto le opere non risultano dimensionate per i carichi effettivamente agenti, come dimostrano i danneggiamenti più volte citati.

Seguendo l'ordine con cui sono state introdotte, la spinta del manto nevoso S' è l'azione principale, a cui tutti gli elementi sono soggetti. Essa viene scomposta nelle componenti parallela e ortogonale al pendio, di cui la seconda, nel caso degli ombrelli, risulta trascurabile, per cui non viene calcolata (Ceriani & Fiou, 2013). Rivolgendosi alla prima delle due formule illustrate per il calcolo di S'_N , valida per pendii di pendenza inferiore a 45°, i parametri che comprende dimostrano come questa spinta sia espressione dello slittamento (N) e scorrimento (K') della massa nevosa, giustamente calibrati in base all'esposizione e alla superficie di appoggio. Diversamente dalla seconda formula, meno usata, questa non tiene conto dell'altitudine, fattore molto importante per la determinazione dello stato della neve. Per concludere, essendo la risultante sempre a metà dell'altezza del manto, questa spinta è da considerarsi come un carico uniformemente distribuito.

La spinta del cuneo nevoso G' è espressione del peso proprio di tale cuneo, individuato dal pannello di rete, la perpendicolare al pendio e la superficie del pendio stesso. Questo fatto tenderebbe a far pensare che, sulla verticale, si tratti di un carico distribuito triangolare, considerando la componente parallela al pendio.

La spinta generata dall'effetto bordo è considerato un carico costante per metro lineare S'_R , equivalente alle forze di bordo e applicato su una lunghezza ΔI (Margreth, 2007). La sua espressione dipende dal coefficiente di slittamento, dalla distanza laterale fra le strutture e dalla spinta S'_N ; infatti, S'_R è generata dall'impedimento che le barriere oppongono allo scorrimento della neve verso valle anche a lato della barriera; in sostanza, diminuisce tanto minore è lo spazio laterale tra le barriere, quindi gli elementi marginali presentano otto invece di quattro controventi perché su uno dei due lati la neve è completamente libera di scorrere, essendo finita la fila di ombrelli, generando quindi spinte maggiori. Tale effetto risulta comunque contenuto nel caso in cui l'istallazione paravalanghe termini sul perimetro di un bacino, siccome gli accumuli maggiori sono invece all'interno dell'impluvio.

La pressione della neve agente sul palo centrale è ottenuta come il semplice carico gravitazionale verticale, uniformemente distribuito, del manto di neve, su una superficie data dal diametro del palo centrale poi moltiplicato per la sua lunghezza. Sussiste però anche un fattore di amplificazione η , maggiore o uguale a 1: esso tiene conto dell'effettiva porzione del manto sovrastante il palo che gravita su quest'ultimo, a causa della coesione della neve. Questo fattore non è univoco e non è facilmente individuabile.

Come detto, la pressione della neve sulle funi in fili d'acciaio risulta trascurabile nell'ombrello, dunque i controventi dell'ombrello subiscono solamente carichi assiali trasmessi dalle altre componenti dell'ombrello.

Per concludere, la risultante delle spinte R' accorpa la spinta del manto nevoso S'_N e del cuneo nevoso G' e viene di norma applicata sul pannello, con una calcolata pendenza ε_R rispetto il pendio, ad un'altezza uguale a metà dell'altezza di neve. Questo lascia dedurre si tratti di un carico uniformemente distribuito, il cui valore R' deve solo essere moltiplicato per la larghezza del pannello in rete.

5. ANALISI DEI DANNI: CASO STUDIO

5.1. METODOLOGIA DI ANALISI

L'obiettivo che ci si è posti è stato quello di evidenziare le criticità nel dimensionamento della struttura a ombrello e valutare i carichi agenti mediante un'analisi a ritroso. Questo è stato perseguito mediante i seguenti passaggi:

- 1. osservazione e quantificazione del danno;
- 2. studio di un possibile schema di carico;
- 3. valutazione delle azioni che generano il danno;
- 4. valutazione delle coppie momento-trazione (M-T), date le curvature misurate;
- 5. identificazione dei carichi che possono aver generato il danno;
- 6. ottenimento di coppie di valori altezza-densità del manto e ricerca delle più critiche;

includendo, in quest'ultimo step, il confronto con le altezze di neve derivate da dei metodi di stima che verranno in seguito approfonditi.

Per cominciare, la curvatura dei pali è stata calcolata secondo le seguenti espressioni:

$$\varphi = 2 \operatorname{arctg} \left[\left(\frac{L_{inf}}{2} - \frac{L_{sup}}{2} \right) \frac{1}{D} \right]$$
$$\chi = \frac{\varphi}{L}$$

in cui:

 φ = angolo compreso dall'arco del tratto plasticizzato [rad];

L_{inf} = lunghezza della fibra inferiore dell'arco plasticizzato [m];

L_{sup} = lunghezza della fibra superiore dell'arco plasticizzato [m];

 χ = curvatura del tratto plasticizzato [m⁻¹];

L = lunghezza dell'arco plasticizzato [m].

A questo punto, sono state costruite diverse curve sul diagramma momento-curvatura, a partire dalle formule concettuali per la deformazione ε , lo sforzo σ , la forza normale T e il momento M:

$$\varepsilon(y) = \lambda + \chi y$$

$$\begin{cases} \sigma(\varepsilon) = E \varepsilon(y) & se \ \sigma < f_{yd} \\ \sigma(\varepsilon) = f_{yd} & se \ \sigma \ge f_{yd} \end{cases}$$

$$T = \int \sigma(\lambda, \chi, \sigma - \varepsilon) dA$$

$$T * e + M = \int \sigma(\lambda, \chi, \sigma - \varepsilon) y \, dA$$

nelle quali:

 λ = deformazione ε lungo l'asse baricentrico della trave cilindrica;

 χ = curvatura (del palo nel tratto plasticizzato);

E = modulo di Young dell'acciaio s275, pari a 205000 MPa;

- T = forza di trazione ricavata dai calcoli precedenti;
- *e* = eccentricità della forza di trazione, in questo caso nulla;
- A = area della trave.

A partire da queste equazioni, il legame momento-curvatura si è ottenuto a partire dalla divisione della sezione del palo (circolare cava) in tanti piccoli spicchi. In campo elastico, ovvero per $\sigma < f_{yd}$, non è necessario un processo iterativo. Infatti, imposto il valore di tiro *T*, è stata applicata la Formula di Navier e calcolato un valore di momento *M* (o M_x) per ogni valore di curvatura, fino al momento di snervamento M_y (Carpinteri, 1995):

$$\sigma_z = \frac{T}{A} + \frac{M_x}{I_{xx}}y$$
$$\chi = \frac{M_x}{EI_{xx}}$$

in cui:

A = area della sezione, pari a 1720 mm²;

 I_{xx} = momento d'inerzia della sezione, dato da $I_{xx} = \frac{\pi (D^4 - d^4)}{64}$ e pari a 2583312 mm⁴;

y = distanza di un'area elementare dall'asse neutro;

E = modulo di Young dell'acciaio s275.

Successivamente si è seguita una procedura numerica (Di Mauro, 2019):

- note la forma della sezione, le caratteristiche del materiale e la forza assiale T;
- si assegna una curvatura χ;
- la configurazione deformata è completamente nota una volta nota λ in corrispondenza del baricentro;
- Il valore di λ può essere individuato imponendo l'uguaglianza tra sforzo normale interno e sforzo normale sollecitante, il quale è noto siccome si sono imposti 9 valori di tiro tra 0 kN e 400 kN, con intervallo di 50 kN.

Dati $T \in \chi$ si ipotizza λ e attraverso una routine di risposta ottengo $T_R \in M_R$. Qualora T_R sia diverso da T cambio il valore di λ e si riparte dalla routine di risposta. Qualora la seguente relazione fosse soddisfatta:

$$|T - T_R| < \frac{tolleranza}{zero}$$

 $tolleranza = \frac{T_{MAX}}{1000}$

si estraeva il valore di λ corrispondente. Variando la curvatura si sono ottenuti diversi valori di momento, creando così le diverse curve del diagramma, mostrato in Figura 25.

Nel dettaglio, i pali restituiscono 9 curve momento-curvatura, ognuna corrispondente ad un valore di forza di trazione imposto più il caso per trazione nulla. Inserendo i valori di curvatura misurati, ognuno rappresentante di un singolo palo deformato, si sono ottenuti i valori di M_n corrispondenti. Da questi, si sono ricavate le curve del diagramma carico distribuito q-trazione T per ogni valore di trazione, con q ottenuta mediante l'espressione:

$$q = \frac{8M}{l^2}$$

in cui:

M = momento n-esimo ricavato dal diagramma momento-curvatura;



I = lunghezza del palo centrale, pari a 4.00 m.

Figura 25. Diagramma momento-curvatura per trave tenso-inflessa, ogni curva è riferita ad un valore di tiro differente.

Da questo momento si è proceduto con un calcolo delle azioni sull'ombrello secondo le *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* (Margreth, 2007), con le formule mostrate nei capitoli precedenti. Questo è servito ad ottenere i valori di trazione e carico neve sul palo centrale per diverse altezze e densità del manto. Tale operazione è stata eseguita fino al valore di trazione massimo per i pali in questione, dato da:

$$T_{MAX} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} A_s = \frac{275}{1.15} \frac{N}{mm^2} * 1720 \ mm^2$$

ovvero 411.30 kN.

Ottenuti così punti corrispondenti ad ogni coppia di densità e altezza della neve, si sono uniti i punti con la medesima densità, ottenendo delle curve.

Nel dettaglio, per trovare la forza di trazione e analizzare lo schema statico del singolo palo centrale, è stato necessario prima di tutto considerare lo schema della sola croce di

Sant'Andrea, a cui sono stati applicati i carichi R' e P, inteso come peso del pannello di sostegno sommato al peso del palo centrale dimezzato, come mostrato in Figura 26.

Di seguito sono mostrati i calcoli delle suddette reazioni vincolari nei punti F, L, T, in cui:

altezza del manto nevoso parallela alla croce di S. Andrea: h;

forza peso P:
$$P = P_{croce} + \frac{P_{palo}}{2} = 3144.4 N;$$

larghezza del pannello di sostegno Dk 350: I = 3.100 m (Betti, 2017);

braccio della componente ortogonale della forza peso rispetto T: $a_P = \frac{D_k}{2}$ (Figura 26);

braccio della reazione ortogonale in F rispetto T: $a_F = \frac{D_k}{2}$ (Figura 26);

braccio della reazione ortogonale in L rispetto T: $a_L = 0.699 m$ (Figura 26);

braccio della componente ortogonale alla croce di S. Andrea della risultante del carico R' rispetto T: $a_R = \frac{h}{2}$ (dalla norma di riferimento e dalla geometria);

inclinazione rispetto il palo della reazione vincolare in F: $\alpha_F = 0^\circ$ (Figura 26);

inclinazione rispetto il pannello di sostegno della reazione vincolare in L: $\alpha_L = 71.53^{\circ}$ (Figura 26).

Essendo il carico R' espresso in N/m, per ottenere il modulo della forza risultante bisognerà moltiplicarne il valore per la larghezza del pannello di sostegno dell'ombrello, che nel caso del modello Erdox Dk 350 è di 3.100 mm.



Figura 26. Schema statico della generica croce di Sant'Andrea; in verde le forze e carichi applicati, in rosso i punti e le relative reazioni vincolari e in blu le quote.

$$\begin{cases} \uparrow F_T + F_{Ly} - Rl \operatorname{sen}(\varepsilon_R + \Psi - \delta) - P \cos\delta = 0 \\ \rightarrow F_F + F_{Lx} - Rl \cos(\varepsilon_R + \Psi - \delta) - P \operatorname{sen}\delta = 0 \\ T \circlearrowright Rl \cos(\varepsilon_R + \Psi - \delta)a_R + P \operatorname{sen}\delta a_P - F_F a_F - F_{Lx}a_L = 0 \end{cases}$$

Da cui risulta:

$$F_{Lx} = \frac{1}{a_L - a_F} * [Rl \cos(\varepsilon_R + \Psi - \delta) * (a_R - a_F) + P \operatorname{sen} \delta * (a_P - a_F)]$$

$$F_F = Rl \cos(\varepsilon_R + \Psi - \delta) + P \operatorname{sen} \delta - F_{Lx}$$

$$F_{Ly} = F_{Lx} * tg(\alpha_L)$$

$$F_T = -F_{Ly} + Rl \operatorname{sen}(\varepsilon_R + \Psi - \delta) + P \cos\delta$$

$$F_L = \sqrt{F_{Lx}^2 + F_{Ly}^2}$$

Si ricorda che, con le componenti x e y di forze e reazioni vincolari, si intendono rispettivamente le componenti ortogonali e parallele alla croce di Sant'Andrea.

Nota la forza di trazione dell'asta centrale F_F , è stato possibile costruire lo schema statico di quest'ultima (Figura 27) isolandolo da quello dell'intero ombrello. In questo caso agiscono il carico del peso del palo e il carico della neve distribuito uniformemente q'_s (Margreth, 2007).



Figura 27. Schema statico generico del palo centrale; in verde i carichi agenti, in rosso le reazioni vincolari e relativi punti di applicazione, in blu le quote.

Di seguito sono mostrati i calcoli delle reazioni vincolari nei punti F, A, a partire dall'equilibrio alla traslazione verticale, orizzontale e alla rotazione intorno al punto A, contatto tra palo e fondazione:

$$\begin{cases} \uparrow V_A + V_F - (q'_S + P_{palo})L = 0\\ \rightarrow -F_F + F_A = 0\\ T \circlearrowleft -V_FL + (q'_S + P_{palo})L * \frac{L}{2} = 0 \end{cases}$$

Da cui risulta:

$$V_F = (q'_S + P_{palo}) * \frac{L}{2}$$

$$F_A = F_F$$

$$V_A = -V_F + (q'_S + P_{palo})L = (q'_S + P_{palo})\frac{L}{2}$$

In cui L = 4.00 m per il palo del modello considerato (Dk 350).

La trazione è stata così calcolata per le combinazioni di 3 possibili densità, di 270, 350 e 450 kg/m³, con un numero diverso di altezze, a partire da 3.600 m, con un intervallo di 0.500 m. Questi valori di altezza sono stati scelti in quanto 3.600 m equivale all'altezza della croce di Sant'Andrea, che è anche l'altezza massima contemplata dalla normativa svizzera, e a partire da essa si è aggiunto 0.500 m ad ogni passaggio fino ad un'altezza del manto di neve che non generasse valori di trazioni maggiori al massimo tiro sostenibile dalla trave (T_{MAX}).

A questo punto si sono prese le coppie di valori del carico uniformemente distribuito sul palo dovuto al peso del manto nevoso e del tiro, calcolati per le combinazioni di altezza e densità illustrati nelle righe precedenti. Questi punti, inseriti nel medesimo diagramma q-T, hanno creato altre curve che sono andate ad intersecare quelle precedentemente disegnate, in particolare le curve create sono state 3, ognuna corrispondente ad un valore di densità, ovvero 270, 350 e 450 kg/m³. Trovate le coppie di valori q-T nei punti di intersezione, si è trovato un valore possibile di altezza del manto nevoso per ogni valore di densità per ogni palo, mediante l'inverso dell'espressione mostrata nel Capitolo 4.2.5., che restituisce l'altezza verticale del manto dalla mezzeria del palo:

$$H = \frac{q'_{S}}{\eta \phi \rho}$$
$$h = h_{m} + H$$

con h_m che è il valore dell'altezza verticale da terra del palo in mezzeria, diverso a seconda dell'inclinazione Ψ del pendio.

5.2. CASO DI COGNE

In data 13 ottobre 2021 è stata personalmente effettuata una visita presso l'installazione nella zona della Testa di Money, in località Liconi-Colonna, Cogne, Valle d'Aosta, costituta da 713 elementi ad ombrello fermaneve D_k350 disposti in 11 file, di diversa lunghezza, distanti circa 18 m l'una dall'altra, distribuite approssimativamente tra i 2700 e i 2880 m s.l.m., risalenti al 2009 (Segor, 2015).

Per questo sito, i dati di ingresso e i carichi in uscita secondo i due modelli di carico dalla normativa svizzera, illustrati nel Capitolo 4.2., sono mostrati in Tabella 11. Urge sottolineare che i valori, sotto specificati, dell'altezza neve perpendicolare al pendio (spessore del manto),

dell'altezza neve parallela alla croce, di Hk (altezza verticale) e dell'altezza verticale dalla mezzeria del palo non sono fissati ma variano in base allo spessore del manto nevoso, come mostrato in Figura 39.

	Cogne (AO)
densità dell'acciaio s275 [kg/m ³]	7850
angolo $arphi$ pendio [°]	33.69
angolo δ tra pannello e verticale [°]	9.46
angolo tra palo centrale e terreno [°]	24.23
coefficiente di scorrimento K	0.46
coefficiente di slittamento N	1.80
a∟[m]	0.699
peso croce [N]	3144.4
peso palo [N]	529.8
P [N]	3409.3
larghezza ombrello [m]	3.100
altezza neve perpendicolare al pendio [m]	3.283
altezza neve parallela alla croce [m]	3.60
Hk [m]	3.945
fattore di altitudine f _c	1.250
distanza tra le file [m]	18.00
distanza laterale media tra gli elementi [m]	0.59
coefficiente di bordo f _R	0.617
S _N 1 (Hk) [N/m]	17411.5
S _N 2 (Hk) [N/m]	35.0
S _N 1 (0.77 Hk) [N/m]	15293.8
S _N 2 (0.77 Hk) [N/m]	20.8
S _Q (a=0.5) [N/m]	2015.2
S _Q 2 (a=0.35) [N/m]	1410.7
S [N/m]	17527.8
inclinazione di S [°]	6.60
inclinazione di S rispetto l'orizzontale [°]	40.29
S _R [N/m]	15311.3
altezza verticale neve da mezzeria palo H [m]	2.959
fattore di amplificazione η	1.5
carico neve q's [N/m]	1346.1
S _s [N/m]	1741.2
G' 1 [N/m]	9700.3
G' 2 [N/m]	10.8
R' _N [N/m]	22792.3
R'q [N/m]	16502.5
R' [N/m]	28139.3
angolo risultante ε_R [°]	35.91
$\varepsilon_{R} + \Psi$ [°]	69.60

Tabella 11. Sollecitazioni agenti sulla struttura ad ombrello Dk 350 nel caso del sito di Cogne; sono evidenziati i valori che sono risultati essere i maggiori tra il Modello 1 e il Modello 2, identificati dalla normativa svizzera.

Dal sopralluogo si sono riscontrati 17 ombrelli danneggiati sul totale, perlopiù con il palo centrale deformato (11 in maniera rilevante) ma anche alcuni con dei bulloni del nodo centrale spezzati e con i piedini di appoggio della chioma deformati e talvolta spezzati. Dei 17 pali centrali, 2 erano di elementi marginali – solo uno piegato in maniera evidente –, mentre 15 provenivano dall'impluvio.

Negli ultimi inverni, i danni sono stati causati dal cedimento anche di un singolo ombrello, così che sugli altri elementi della fila si è distribuita l'azione del carico che avrebbe dovuto assorbire l'elemento ceduto, innescando un ribaltamento di molti di questi elementi e causando deformazioni del palo (Figura 28), dei bulloni, del piatto e dei piedini (Figura 29); data questa posizione, inoltre, il fatto che gli ombrelli non lavorassero in maniera ideale ha causato altri cedimenti e ribaltamenti nei fermaneve delle file inferiori, dati gli enormi carichi. Un'ipotetica causa di questi cedimenti sta nel fatto che negli impluvi si calcola che ci sia lo stesso carico di neve, mentre in realtà il vento e la topografia causano maggiori accumuli e, quando vi è la fusione in primavera, l'acqua confluisce tutta nell'impluvio.

Tutti i pali piegati presentano una flessione sempre in mezzeria e all'interno del piano normale alla linea di massima pendenza e le loro misure – eseguite in data 20 ottobre 2021 – sono visibili in Tabella 12 (dettagli in Figura 30), con i citati pali inflessi visibili Tabella 13.

Grazie alle misurazioni dei pali deformati eseguite presso il magazzino della Regione Valle d'Aosta a Chavonne (AO), è stato possibile creare degli schemi grafici di tali pali (Figura 31) e calcolarne le rispettive curvature. Nel dettaglio, i pali con una deformazione più accentuata hanno creato una cerniera plastica, apparentemente sempre in mezzeria, e perciò è stato possibile misurarne i segmenti rimasti rettilinei, la lunghezza dell'arco creatosi e crearne uno schema grafico; i pali con una deformazione poco apprezzabile sono stati semplificati come dei semplici archi.

Dunque, la curvatura χ dei pali numerati 2, 3, 8, 9, 10, 11 è stata calcolata in Tabella 12, secondo l'espressione mostrata nel capitolo precedente. In particolare, i valori di L_{inf} e L_{sup} per i pali centrali deformati di Cogne sono indicati nella Figura 31.



Figura 28. Ombrelli fermaneve deformati e quindi trasportati a valle per la sostituzione del palo centrale e degli altri componenti danneggiati, presso Cogne (AO).



Figura 29. Dettaglio del piede deformato in seguito al ribaltamento di un ombrello, presso Cogne (AO).

Palo				tratto rettilineo sup.	tratto rettilineo	φ arco [rad]	L arco	curvatura χ [m ⁻¹]	
n	a [mm]	b [mm]	c [mm]	[mm]	inf. [mm]		[m]		posizione
1	3998	4003	4009	-	-	-	-	0.0524	marginale
2	3993	4001	4018	1622	1632	0.2036	0.755	0.2697	interno
3	3978	3979	4012	1422	1437	0.0834	1.127	0.0740	marginale
4	3999	4002	4010	-	-	-	-	0.0698	interno
5	4002	4003	4007	-	-	-	-	0.0349	interno
6	4000	4001	4004	-	-	-	-	0.0262	interno
7	4000	4001	4002	-	-	-	-	0.0087	interno
8	4000	4003	4009	1455	1302	0.0967	1.251	0.0773	interno
9	3987	3995	4014	999	992	0.1511	2.014	0.0750	interno
10	3983	3997	4013	1363	1306	0.2092	1.336	0.1566	interno
11	3986	3994	4006	666	600	0.1784	2.736	0.0652	interno

Tabella 12. Misure dei pali deformati appartenenti all'opera paravalanghe di Cogne (AO). I pali senza misurazione dei tratti rettilinei non hanno subito la formazione di una cerniera plastica.



Figura 30. Dettagli delle dimensioni misurate sui pali deformati.



Tabella 13. Report fotografico dei pali deformati provenienti da Cogne (AO), presso magazzino Regione VdA, Chavonne (AO).



Figura 31. Trasposizione grafica dei pali centrali deformati di Cogne (AO) misurati presso il magazzino VdA di Chavonne (AO).

Inserendo le curvature dei pali nominati Cogne 2, Cogne 3, Cogne 8, Cogne 9, Cogne 10 e Cogne 11 nel diagramma in Figura 25 si sono ottenute le coppie di valori curvatura χ_i -momento M_n , elencati in Tabella 14. Da questi valori di momento, riferiti ai 9 valori fissati di trazione, sono stati calcolati altrettanti valori di carico distribuito, secondo la relazione descritta nel capitolo precedente. I carichi risultanti sono mostrati in Tabella 15 e i diagrammi q-T relativi ad ogni palo ottenuti sono mostrati in Figura 32, Figura 33, Figura 34, Figura 35 e Figura 36, poi tutti insieme a confronto in Figura 38.

Trazione	0.00	50.00	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00	400.00
$F_F \rightarrow$									
Curvatura									
x ↓									
0.2697	15.65	15.42	14.71	13.55	11.98	10.03	7.77	5.27	2.69
0.0740	15.46	15.21	14.48	13.30	11.70	9.66	7.42	5.08	2.63
0.0773	15.48	15.23	14.50	13.33	11.72	9.69	7.44	5.10	2.64
0.0750	15.47	15.21	14.49	13.32	11.71	9.67	7.43	5.09	2.63
0.1566	15.64	15.41	14.70	13.53	11.96	10.01	7.74	5.25	2.68
0.0652	15.37	15.13	14.41	13.22	11.58	9.53	7.35	5.05	2.62
	M ₀	M ₁	M ₂	M ₃	M 4	M5	M ₆	M ₇	M ₈

Tabella 14. Valori dei momenti corrispondenti alle coppie di trazione [kN] e curvatura [m^{-1}], ricavati dal diagramma momentocurvatura. Ogni colonna corrisponde ai valori di momento per un singolo valore di trazione ma diverse curvature, $M_{0}...M_{8}$, espressi in kNm.

Trazione [kN]	0.00	50.00	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00	400.00
Cogne 2	7.83	7.71	7.36	6.77	5.99	5.02	3.89	2.63	1.35
Cogne 3	7.73	7.60	7.24	6.65	5.85	4.83	3.71	2.54	1.32
Cogne 8	7.74	7.61	7.25	6.67	5.86	4.85	3.72	2.55	1.32
Cogne 9	7.73	7.61	7.25	6.66	5.85	4.83	3.72	2.54	1.32
Cogne 10	7.82	7.70	7.35	6.77	5.98	5.01	3.87	2.62	1.34
Cogne 11	7.68	7.57	7.20	6.61	5.79	4.77	3.67	2.53	1.31
	\mathbf{q}_0	q ₁	q ₂	q₃	q ₄	q₅	q ₆	q ₇	q ₈

Tabella 15. Valori di carico distribuito ottenuti dai rispettivi valori di momento ricavati, espressi in kN/m.



Figura 32. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.2697 m⁻¹.



Figura 33. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0740 m⁻¹.



Figura 34. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0773 m⁻¹.



Figura 35. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0750 m⁻¹.



Figura 36. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.1566 m⁻¹.



Figura 37. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0652 m⁻¹.



Figura 38. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito ai pali di tutte le curvature provenienti dal sito di Cogne.

I calcoli eseguiti in Tabella 11 sono poi stati ripetuti, come previsto, per diverse densità e altezze del manto nevoso, così da calcolare le reazioni vincolari e quindi la forza di trazione e il carico distribuito sul palo per i diversi casi, come visibile in Tabella 16, Tabella 17 e Tabella 18. In particolare, è stato possibile considerare le combinazioni delle densità del manto di 270, 350 e 450 kg/m³ e delle altezze di neve (parallele alla rete di sostegno), fatte variare tra 3.600 m e 6.600 m, in modo da arrivare ad intersecare la curva q-T, relativa ad un singolo palo, con le curve di trazione e carico calcolati. I diagrammi q-T, che mettono in relazione questi due tipi

di curve, sono visibili in Figura 40 con tutte le curve calcolate presenti e, nel dettaglio di ogni singolo palo, in Figura 41, Figura 42, Figura 43, Figura 44, Figura 45 e Figura 46.



Figura 39. Altezze e spessori del manto nevoso ipotizzati sugli ombrelli di Cogne: da sinistra a destra si hanno gli spessori, le altezze del manto parallele al pannello in rete, le altezze verticali e le altezze verticali dalla mezzeria del palo.

ρ neve [kg/m³]	270	350	450	270	350	450	270
Altezza neve [m]	3.600	3.600	3.600	4.100	4.100	4.100	4.600
F _{Lx}	0.00	0.00	0.00	-12.79	-16.58	-21.32	-32.21
FLy	0.00	0.00	0.00	-38.30	-49.65	-63.84	-96.43
F _F	44.00	56.87	72.95	69.70	90.18	115.79	103.69
FT	79.01	101.43	129.44	139.79	180.21	230.74	223.31
F∟	0.00	0.00	0.00	40.38	52.35	67.30	101.67
VF	3.75	4.55	5.55	4.25	5.20	6.38	4.75
FA	44.00	56.87	72.95	69.70	90.18	115.79	103.69
VA	3.75	4.55	5.55	4.25	5.20	6.38	4.75
q _s [kN/m]	1.35	1.74	2.24	1.60	2.07	2.66	1.84

Tabella 16. Reazioni vincolari nell'ombrello fermaneve per diverse densità e altezze di neve, in kN; sono evidenziati i diversi valori della trazione del palo e del carico distribuito sul palo, dovuto al peso della neve.

ρ [kg/m³]	350	450	270	350	450	270	350
Altezza neve [m]	4.600	4.600	5.100	5.100	5.100	5.600	5.600
F _{Lx}	-41.75	-53.68	-39.60	-51.33	-66.00	-95.47	-123.76
F _{Ly}	-125.00	-160.71	-118.56	-153.69	-197.60	-285.83	-370.52
F _F	134.25	172.45	127.36	164.93	211.90	201.15	260.58
FT	288.48	369.94	273.81	353.94	454.10	472.26	611.20
FL	131.79	169.44	125.00	162.04	208.33	301.35	390.65
VF	5.84	7.21	5.25	6.49	8.04	5.75	7.13
FA	134.25	172.45	127.36	164.93	211.90	201.15	260.58
VA	5.84	7.21	5.25	6.49	8.04	5.75	7.13
q _s [kN/m]	2.39	3.07	2.09	2.71	3.49	2.34	3.04

Tabella 17. Continua da Tabella 16.

ρ [kg/m³]	450	270	350	450	270	350	450
Altezza							
neve [m]	5.600	6.100	6.100	6.100	6.600	6.600	6.600
F _{Lx}	-159.12	-141.60	-183.56	-236.01	-198.92	-257.86	-331.54
FLy	-476.39	-423.95	-549.56	-706.58	-595.56	-772.02	-992.60
FF	334.87	266.89	345.80	444.44	345.50	447.70	575.45
FT	784.86	644.53	834.51	1071.98	853.22	1105.03	1419.79
FL	502.26	446.97	579.40	744.95	627.90	813.95	1046.50
V _F	8.87	6.24	7.78	9.70	6.74	8.43	10.53
F _A	334.87	266.89	345.80	444.44	345.50	447.70	575.45
VA	8.87	6.24	7.78	9.70	6.74	8.43	10.53
qs [kN/m]	3.91	2.59	3.36	4.32	2.84	3.68	4.74

Tabella 18. Continua da Tabella 17.

A questo punto, sono state costruite diverse curve sul diagramma q-T, come descritto nel capitolo precedente. Dai calcoli si sono tuttavia esclusi i valori di tiro superiori a 411.30 kN, ovvero il valore di tiro massimo ammissibile per la sezione in questione, valore che è stato superato in sole 3 colonne delle combinazioni considerate, appartenenti alla Tabella 18.

Le coppie di valori carico-trazione, date dall'intersezione tra le curve delle coppie dal diagramma momento-curvatura e le curve delle coppie di valori calcolati dalle ipotesi di densità e altezza, sono mostrate in Tabella 19.



Figura 40. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito ai pali di tutte le curvature provenienti dal sito di Cogne.



Figura 41. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.2697 m⁻¹.



Figura 42. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0740 m⁻¹.



Figura 43. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0773 m⁻¹.


Figura 44. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0750 m⁻¹.



Figura 45. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.1566 m⁻¹.



Figura 46. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.0652 m⁻¹.

Palo	ρ = 270 kg/m³	$\rho = 350 \text{ kg/m}^3$	ρ = 450 kg/m³
Cogne 2	(2.84 kN/m, 340.0 kN)	(3.30 kN/m, 325.0 kN)	(3.80 kN/m, 305.0 kN)
Cogne 3	(2.80 kN/m, 339.0 kN)	(3.27 kN/m, 320.0 kN)	(3.78 kN/m, 295.0 kN)
Cogne 8	(2.81 kN/m, 338.0 kN)	(3.27 kN/m, 320.0 kN)	(3.78 kN/m, 296.0 kN)
Cogne 9	(2.81 kN/m, 338.0 kN)	(3.27 kN/m, 320.0 kN)	(3.78 kN/m, 296.0 kN)
Cogne 10	(2.82 kN/m, 340.0 kN)	(3.28 kN/m, 225.0 kN)	(3.80 kN/m, 305.0 kN)
Cogne 11	(2.81 kN/m, 336.0 kN)	(3.25 kN/m, 318.0 kN)	(3.78 kN/m, 295.0 kN)

Tabella 19. Coppie carico distribuito-trazione ottenute dall'intersezione delle curve mostrate nelle figure precedenti, nel formato (carico [kN/m], trazione [kN]).

I possibili valori di altezza del manto nevoso che, per ogni palo, possono essere stati causa del danneggiamento riscontrato sono poi stati calcolati e sono elencati in Tabella 20, tenendo conto di un'altezza $h_m = 0.986 m$ (dalla Figura 39).

Palo	h ₁ (270 kg/m ³) [m]	h ₂ (350 kg/m ³) [m]	h ₃ (450 kg/m ³) [m]
Cogne 2	7.23	6.58	6.00
Cogne 3	7.14	6.53	5.97
Cogne 8	7.16	6.53	5.97
Cogne 9	7.16	6.53	5.97
Cogne 10	7.18	6.55	6.00
Cogne 11	7.16	6.50	5.97

Tabella 20. Possibili altezze del manto nevoso nel sito di Cogne.

5.3. CASO DI CERESOLE REALE

In data 30 ottobre 2021 è stata personalmente effettuata una visita presso l'installazione nella zona a sud della Cima di Courmaon, in località Rocciabò, Ceresole Reale, Città Metropolitana di Torino, costituta da 459 elementi, di cui 34 ponti da neve e 425 elementi a ombrello Dk 350 disposti in 11 file, di diversa lunghezza, distanti circa 26 m l'una dall'altra e 22 m le ultime due

file, distribuite circa tra i 2360 e i 2520 m s.l.m., su una pendenza che si aggira tra i 37° e i 41°. Gli interventi originali sono risalenti agli anni '70 (ponti in acciaio tipo Finsider a 4 traverse e ponti in acciaio a 5 traverse), addizionati nel 2007 degli ombrelli fermaneve tipo Erdox Neve.

Prima di questa visita personale, nell'agosto 2015, settembre 2016, agosto 2017 e luglio 2018 sono stati effettuati quattro sopralluoghi, a cui poi si è aggiunto l'ultimo sopralluogo del settembre 2019, eseguito in seguito all'intervento di manutenzione dell'ottobre 2018 da parte dell'impresa Ecoval s.r.l. di Aosta.

Per questo sito, i dati di ingresso e i carichi in uscita secondo i due modelli di carico dalla normativa svizzera illustrati nel Capitolo 4.2. sono mostrati in Tabella 21. Anche in questo caso, urge sottolineare che i valori, sotto specificati, dell'altezza neve perpendicolare al pendio (spessore del manto), dell'altezza neve parallela alla croce, di Hk (altezza verticale) e dell'altezza verticale dalla mezzeria del palo non sono fissati ma variano in base allo spessore del manto nevoso, come mostrato in Figura 52.

	Ceresole Reale (TO)
densità dell'acciaio s275 [kg/m ³]	7850
angolo Ψ pendio [°]	39.00
angolo δ tra pannello e verticale [°]	14.77
angolo tra palo centrale e terreno [°]	24.23
coefficiente di scorrimento K	0.52
coefficiente di slittamento N	3.20
a∟[m]	0.699
peso croce [N]	3144.400
peso palo [N]	529.825
P [N]	3409.313
larghezza ombrello [m]	3.100
altezza neve perpendicolare al pendio [m]	3.283
altezza neve parallela alla croce [m]	3.600
Hk [m]	4.224
fattore di altitudine f _c	1.188
distanza tra le file [m]	27.0
distanza laterale media tra gli elementi [m]	0.380
coefficiente di bordo f _R	0.567
S _N 1 (Hk) [N/m]	40260.7
S _N 2 (Hk) [N/m]	67.8
S _N 1 (0.77 Hk) [N/m]	35363.8
S _N 2 (0.77 Hk) [N/m]	40.2
S _Q (a=0.5) [N/m]	1337.1
S _Q 2 (a=0.35) [N/m]	936.0
S [N/m]	40282.9
inclinazione di S [°]	1.90
inclinazione di S rispetto l'orizzontale [°]	40.90
S _R [N/m]	22827.8
altezza verticale neve da mezzeria palo H [m]	3.168
fattore di amplificazione η	1.5
carico neve q's [N/m]	1.44
S _s [N/m]	4026.1
G' 1 [N/m]	11782.7
G' 2 [N/m]	13.1
R' _N [N/m]	47675.8
R'q [N/m]	32625.6
R' [N/m]	57770.3
angolo risultante ε_R [°]	34.38
$\varepsilon_R + \Psi$ [°]	73.38

Tabella 21. Sollecitazioni agenti sulla struttura ad ombrello Dk 350 nel caso del sito di Ceresole Reale; sono evidenziati i valori che sono risultati essere i maggiori tra il Modello 1 e il Modello 2, identificati dalla normativa svizzera.

Al 2018 erano stati riscontrati 20 elementi con rottura a taglio dei bulloni, 8 con rottura a trazione della fune perimetrale del pannello e 30 con palo deformato, per un totale di 58 elementi danneggiati. Al 2019 erano stati riscontrati 16 elementi con rottura a taglio dei bulloni, 8 con rottura a trazione della fune perimetrale del pannello, 1 con rete dissaldata e 37 con palo deformato, trovati perlopiù al centro (impluvio) e verso valle, per un totale di 62 elementi danneggiati.

Nel dettaglio, la rottura dei bulloni e piegatura del palo sono sempre stati accompagnati da una traslazione verso valle del golfaro di ancoraggio di 10-30 cm, con bulbo di fondazione non compromesso e quindi ancoraggio funzionante, che non ha dunque necessitato una completa sostituzione. Possibile causa dell'indebolimento strutturale dei bulloni è da riscontrarsi in un serraggio troppo elevato di questi ultimi, causando eccessiva torsione e sforzo a trazione, con possibile formazione di cricche interne nella parte filettata. Nelle riparazioni si è anche dovuto ricollocare molti piedini di appoggio sul terreno: l'infossamento dei piedini di appoggio è concausa, infatti, dell'aumento delle sollecitazioni sulle travi posizionate a croce, poiché l'ombrello, a seguito del carico di neve, non riesce a traslare verso valle e le travi risultano sovraccaricate. Quindi il problema più evidente nelle strutture con il bullone spezzato è comunque sicuramente legato al fatto che le putrelle costituenti il paramento anteriore di ritenuta del manto nevoso sono sprofondate, anche per 60-80 cm, nella coltre di terreno superficiale, fenomeno che può essere attribuito ad una fase di carico delle strutture quando tale porzione di terreno non era congelata.

Per quanto riguarda i pali, essi sono piegati per via di un carico di neve superiore a quanto ipotizzato in fase progettuale (Figura 47 e Figura 48); inoltre, si evidenzia che il fenomeno sta progredendo nel corso degli anni, interessando un sempre maggiore numero di elementi fermaneve, in particolare nelle file di valle; si è anche osservato che il fenomeno è in grado di causare la rottura dei bulloni della piastra centrale dell'elemento di trattenuta (Sesenna, 2019).

Tutti i pali piegati, sia in passato che attualmente, presentano una flessione sempre in mezzeria e all'interno del piano normale alla linea di massima pendenza. Durante la campagna di misurazioni già citata – eseguita in data 20 ottobre 2021 – si è misurato un palo deformato, appartenente all'opera di Ceresole Reale, selezionato in quanto pesantemente plasticizzato, ed è visibile in Tabella 22 (dettagli in Figura 30) e Figura 49.

Grazie alle misurazioni dei pali deformati eseguite presso il magazzino della Regione Valle d'Aosta a Chavonne (AO), è stato possibile creare uno schema grafico del palo in questione (Figura 50) e calcolarne la curvatura, come si è operato nel Capitolo 5.4. Sul palo citato si è creata una cerniera plastica in mezzeria ed è perciò stato possibile misurarne i segmenti rimasti rettilinei, la lunghezza dell'arco creatosi e crearne uno schema grafico.

Dunque, la curvatura del palo numerato 12 è stata calcolata in Tabella 22, nuovamente secondo la procedura mostrata nel Capitolo 5.1.



Figura 47. Dettaglio dei pali centrali deformati presso l'installazione paravalanghe in località Rocciabò, Ceresole R. (TO).



Figura 48. Foto scattata nel sopralluogo del settembre 2019 presso l'installazione paravalanghe in località Rocciabò, Ceresole R. (TO), con evidenziato il palo centrale gravemente deformato (Sesenna, 2019).

Palo				tratto rettilineo sup.	tratto rettilineo	φ arco [rad]	L arco	curvatura χ [m ⁻¹]	
n	a [mm]	b [mm]	c [mm]	[mm]	inf. [mm]		[m]		posizione
12	3815	4004	4061	1664	1600	0.5670	0.769	0.737	interno

Tabella 22. Misura del palo deformato appartenente all'opera paravalanghe di Ceresole Reale (TO).



Figura 49. Foto del palo deformato proveniente dall'opera di Ceresole Reale, eseguita presso il magazzino della Regione VdA a Chavonne (AO).



Figura 50. Trasposizione grafica del palo centrale numero 12, proveniente dall'opera di Ceresole Reale (TO), misurato presso il magazzino VdA di Chavonne (AO).

Inserendo la curvatura del palo nominato Ceresole 12 nel diagramma in Figura 25, si sono ottenute le coppie di valori curvatura χ_i -momento M_n , elencati in Tabella 23. Da questi valori di momento, riferiti ai 9 valori fissati di trazione, sono stati calcolati altrettanti valori di carico distribuito, secondo la relazione descritta nel Capitolo 5.1. I carichi risultanti sono mostrati in Tabella 24 e il diagramma q-T ottenuto relativo al palo in questione è mostrato in Figura 51.

Trazione	0.00	50.00	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00	400.00
$F_F \rightarrow$									
Curvatura									
x↓									
0.7370	15.65	15.42	14.71	13.55	11.98	10.03	7.77	5.27	2.69
	M ₀	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈

Tabella 23. Valori dei momenti corrispondenti alle coppie di trazione [kN] e curvatura [m^{-1}], ricavati dal diagramma momentocurvatura. Ogni colonna corrisponde ai valori di momento per un singolo valore di trazione ma diverse curvature, $M_{0}...M_{8}$, espressi in kNm.

Trazione [kN]	0.00	50.00	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00	400.00
Ceresole									
12	7.83	7.71	7.36	6.77	5.99	5.02	3.89	2.63	1.35
	q 0	q ₁	q ₂	Q ₃	q ₄	q 5	q ₆	q ₇	q ₈

Tabella 24. Valori di carico distribuito ottenuti dai rispettivi valori di momento ricavati, espressi in kN/m.



Figura 51. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.7370 m⁻¹.

I calcoli eseguiti in Tabella 21 sono poi stati ripetuti, come previsto, per diverse densità e altezze del manto nevoso, così da calcolare le reazioni vincolari e quindi la forza di trazione e il carico distribuito sul palo per i diversi casi, come visibile in Tabella 25 e Tabella 26. In particolare, è stato possibile considerare le combinazioni delle densità del manto di 270, 350 e 450 kg/m3 e delle altezze di neve (parallela alla rete di sostegno) tra 3.600 m e 5.600 m, in modo da arrivare ad intersecare la curva q-T, relativa ad un singolo palo, con le curve di trazione e carico calcolati, senza superare il valore di tiro massimo ammissibile. Il diagramma q-T ottenuto è visibile in Figura 53.



Figura 52. Altezze e spessori del manto nevoso ipotizzati sugli ombrelli di Ceresole: da sinistra a destra si hanno gli spessori, le altezze del manto parallele al pannello in rete, le altezze verticali e le altezze verticali dalla mezzeria del palo.

ρ [kg/m³]	270	350	450	270	350	450	270	350
Altezza neve [m]	3.600	3.600	3.600	4.100	4.100	4.100	4.600	4.600
F _{Lx}	0.0	0.0	0.0	-23.2	-30.1	-38.6	-58.4	-75.7
FLy	0.0	0.0	0.0	-69.4	-90.0	-115.7	-174.8	-226.6
FF	94.14	102.60	131.76	125.9	163.0	209.4	187.5	242.9
FT	156.2	211.9	271.5	281.5	363.9	466.8	440.8	570.5
FL	0.0	0.0	0.0	73.2	94.9	122.0	184.3	238.9
VF	1.1	4.8	5.9	4.5	5.5	6.8	5.0	6.2
FA	94.1	102.6	131.8	125.9	163.0	209.4	187.5	242.9
VA	1.1	4.8	5.9	4.5	5.5	6.8	5.0	6.2
q _s [kN/m]	1.87	2.40	1.71	2.21	2.85	1.98	2.56	1.87

Tabella 25. Reazioni vincolari nell'ombrello fermaneve per diverse densità e altezze di neve, in kN; sono evidenziati i diversi valori della trazione del palo e del carico distribuito sul palo dovuto al peso del manto.

ρ [kg/m³]	450	270	350	450	270	350	450
Altezza neve [m]	4.600	5.100	5.100	5.100	5.600	5.600	5.600
F _{Lx}	-97.3	-107.6	-139.5	-179.4	-173.0	-224.3	-288.4
FLy	-291.3	-322.3	-417.8	-537.1	-518.0	-671.5	-863.3
F _F	312.1	266.2	344.9	443.3	364.1	471.8	606.4
FT	732.5	648.6	839.8	1078.7	910.6	1179.5	1515.5
FL	307.1	339.8	440.5	566.3	546.1	708.0	910.2
VF	7.6	5.5	6.9	8.5	6.1	7.6	9.4
FA	312.1	266.2	344.9	443.3	364.1	471.8	606.4
VA	7.6	5.5	6.9	8.5	6.1	7.6	9.4
qs [kN/m]	3.29	2.24	2.91	3.74	2.51	3.25	4.18

Tabella 26. Continua da Tabella 25.

A questo punto, sono state costruite diverse curve sul diagramma q-T, come descritto nel Capitolo 5.1. Dai calcoli si sono tuttavia esclusi i valori di tiro superiori a 411.30 kN, ovvero il valore di tiro massimo ammissibile per la sezione in questione, valore che è stato superato in sole 3 colonne delle combinazioni considerate, appartenenti alla Tabella 26. In Figura 53 è stato conservato un solo valore di tiro (pari a 471.79 kN) superiore al tiro massimo ammissibile, in quanto necessario per avere una linea che intersecasse la curva, intersezione che comunque si mantiene al di sotto di tale soglia.

Le coppie di valori carico-trazione, date dall'intersezione tra la curva delle coppie dal diagramma momento-curvatura e le curve delle coppie di valori calcolati dalle ipotesi di densità e altezza, sono mostrate in Tabella 27.



Figura 53. Diagramma carico-trazione (q-T), riferito al palo di curvatura 0.7370 m⁻¹.

Palo $\rho = 270 \text{ kg/m}^3$		ρ = 350 kg/m³	ρ = 450 kg/m³	
Ceresole 12	(2.50 kN/m, 357.0 kN)	(3.00 kN/m, 318.0 kN)	(3.35 kN/m, 322.0 kN)	

Tabella 27. Coppie carico distribuito-trazione ottenute dall'intersezione delle curve mostrate nella Figura 45, nel formato (carico [kN/m], trazione [kN]).

I possibili valori di altezza del manto nevoso che, per ogni palo, possono essere stati causa del danneggiamento riscontrato sono poi stati calcolati e sono elencati in Tabella 28, tenendo conto di un'altezza $h_m = 1.056 m$ (dalla Figura 52).

Palo	h ₁ (270 kg/m³) [m]	h ₂ (350 kg/m³) [m]	h₃ (450 kg/m³) [m]	
Ceresole 12	6.55	6.14	5.47	

Tabella 28. Possibili altezze del manto nevoso nel sito di Ceresole.

5.4. STIMA REGIONALE DELLE ALTEZZE DI NEVE

Dopo aver reperito dei dati storici relativi alle altezze di neve in località vicine ai siti in questione, essi sono stati confrontati con le altezze h ottenute nei due capitoli precedenti. In particolare, per quanto riguarda la Regione Valle d'Aosta, si sono considerate 9 stazioni nivometriche con serie temporali di diversa lunghezza (inizio variabile tra l'anno 1928 e l'anno 1996, per giungere all'anno 2021), mentre per la Regione Piemonte si sono considerate 2 stazioni nivometriche, entrambe all'interno del Comune di Ceresole Reale, con serie temporali a partire dal 01/01/1990. Un esempio di storico prelevato dalla banca dati nivometrica è mostrato in Figura 54, mentre l'ubicazione geografica delle stazioni è mostrata nella carta in Figura 55.

Per stimare le altezze di neve che si dovrebbero avere nei siti in questione, ovvero sull'installazione di Cogne e di Ceresole Reale, si sono presi i valori di altezze medie e massime di tutti gli inverni compresi nelle serie temporali fornite e, mediante le linee di tendenza, si sono ottenuti i valori corrispondenti alle quote delle opere. Il grafico altitudine-altezza neve è osservabile in Figura 56, i cui dati sono in Tabella 29.



Figura 54. Storico degli annali di dati nivometrici giornalieri della stazione di Ceresole Reale presso il Lago Serrù; ogni curva corrisponde ad una serie annuale (www.arpa.piemonte.it/).



Figura 55. Carta della Valle d'Aosta e della Valle Orco con indicata l'ubicazione delle stazioni nivometriche (indicatori azzurri e bianchi) e delle opere paravalanghe in esame (croci rosse) (www.google.it/maps - modificata -).



Figura 56. Dati di altezze di neve reperiti dalle stazioni nivometriche di Valle d'Aosta e Piemonte.

Nome stazione	Quota altimetrica	Altezza media	Altezza massima
	stazione [m s.l.m.]	neve [cm]	neve [cm]
Champorcher	1420	20	265
Valsavarenche Degioz	1530	35	150
Ceresole Capoluogo	1573	34	250
Valgrisenche Capoluogo	1600	40	190
Cogne Valnontey	1680	40	200
Rhème-Notre-Dame	1725	50	220
Bionaz – Diga Place Moulin	1970	50	250
Valtournenche – Diga			
Cignana	2150	50	250
Ceresole – Lago Serrù	2283	94	400
Gressoney-La-Trinité – Diga			
Gabiet	2380	100	480
Valtournenche – Diga Goillet	2540	125	385

Tabella 29. Dati di quota e altezza neve nelle stazioni nivometriche nei pressi di Cogne e Ceresole Reale (www.regione.vda.it, www.arpa.piemonte.it).

Presso l'opera fermaneve di Cogne, alla quota di 2880 m s.l.m., la stima restituisce un'altezza di neve media di 137 cm e un'altezza massima di 487 cm.

Presso l'opera fermaneve di Ceresole Reale, alla quota di 2520 m s.l.m., la stima restituisce un'altezza di neve media di 108 cm e un'altezza massima di 410 cm.

Utilizzando, invece, l'applicativo fornito dal sito della Regione Val d'Aosta, vengono forniti i valori aggiornati dell'altezza del manto nevoso (H_5) e dell'incremento di altezza del manto nevoso su tre giorni consecutivi (DH_{3gg}), corrispondenti alla quota e al tempo di ritorno selezionati. Per le opere paravalanghe in genere si sceglie un tempo di ritorno corrispondente a 100 anni (Segor, 2020), mentre come quota si è inserita quella massima delle opere in esame. Un dato richiesto dall'applicativo ma non fornito è quello dell'altezza di neve trasportata dal vento, quindi ci si è basati sulle osservazioni degli specialisti. Infatti, a detta del Geometra Saravalle, per conto della Betonform, negli ultimi inverni si sono osservate delle formazioni eoliche, presso le creste, con altezze fino ai 5.00 metri di neve. I risultati dall'applicativo sono forniti in Tabella 30. Per l'opera all'interno del Comune di Ceresole Reale, facente parte della Città Metropolitana di Torino, si è utilizzato come riferimento il Comune di Valsavarenche (AO), distando solamente 2.6 km dall'installazione in questione. Una schermata dell'applicativo citato è visibile in Figura 57.

Comune	Angolo Ψ pendio [°]	Altezza H _s =H _{estr} [cm]	Altezza DH _{3gg} [cm]	Altezza di neve trasportata dal vento [cm]	Altezza utile dell'opera di ritenuta Dk [cm]	Altezza di distacco della valanga [cm]
Cogne	33.69	528	227	500	439	424
Ceresole R.	39.00	432	198	500	336	380

Tabella 30. Dati di input e output dell'applicativo della Regione Val d'Aosta.



Figura 57. Pagina dell'applicativo fornito dal sito della Regione Val d'Aosta (regione.vda.it).

I dati ottenuti con entrambi i metodi sono da considerarsi la dimostrazione di tre ipotesi: la prima, che non ci si possa esclusivamente appoggiare ai dati di altezza neve ma che essa può variare per altri fattori, come il vento, particolarmente influente specialmente alle maggiori altitudini ed esposizioni, o come la morfologia del pendio. La seconda, che si debba considerare, in fase progettuale, una diversa densità della neve, ben maggiore ai valori di 270 e 400 kg/m³ consigliati dalla normativa svizzera più volte citata. Inoltre, la densità di 400 kg/m³ sarebbe da utilizzarsi, secondo norma, per un'altezza pari al 70% dell'altezza massima dell'ombrello, ovvero molto inferiore a quella per neve di densità di 270 kg/m³. La terza ipotesi, invece, è stata confermata grazie all'applicativo della Regione Val d'Aosta per la stima delle altezze di neve: i dati aggiornati, infatti, restituiscono in output un'altezza utile dell'opera di ritenuta, per il caso di Cogne, superiore a quella dell'opera esistente (gli ombrelli installati sono dei Dk 350, mentre l'applicativo richiederebbe dei Dk 400 o Dk 450). Dunque, ciò che è stato confermato è che le condizioni ambientali sono cambiate rispetto al passato e con esse i parametri progettuali.

In particolare, la seconda ipotesi è confermata dal fatto che tra le altezze h, stimate nei Capitoli 5.2. e 5.3., quelle che si avvicinano di più alle altezze calcolate mediante stima regionale e alle altezze H_s dell'applicativo della Val d'Aosta siano quelle corrispondenti alla densità di 450

kg/m³. Questo vale perché, nonostante siano influenzate da molti parametri, le altezze stimate in questo capitolo sono comunque valide come riferimento. Si può anche pensare che, se si volesse ottenere un valore di altezza *h* più simile ancora a quelli dei due citati metodi di stima, si dovrebbe aumentare ulteriormente la densità di neve nei calcoli progettuali. Questo, personalmente, non lo si ritiene necessario in quanto i calcoli per Cogne e Ceresole R. hanno restituito comunque altezze non troppo differenti dalle stime, con un buon fattore di sicurezza.

6. CONCLUSIONI

Per concludere riassumendo, la tematica affrontata è stata quella delle opere paravalanghe di tipologia strutturale attiva, anche dette fermaneve, del modello ad ombrello. Sono delle strutture costituite da un pannello quadrato in rete in acciaio, agganciato a due travi in profilato d'acciaio che formano la croce di Sant'Andrea, dal cui centro si prolunga verso valle il cosiddetto naso, che mette in tensione i due controventi collegati alle quattro travi; la "chioma" dell'ombrello, com'è chiamata, si collega al gambo o palo centrale, costituito da una trave tubolare circolare cava in acciaio, da cui si prolungano altri quattro controventi fino alle braccia dell'ombrello; il palo è fissato mediante una fondazione al terreno, costituito da un tirante in genere, e collegato ad esso mediante cerniera.

Questa specifica struttura è la più recente del suo genere, forse la più innovativa, ma che tuttavia segue, in fase di progettazione dell'opera intera (non dei singoli componenti), delle indicazioni procedurali provenienti da una normativa estera (SIA UV-0704-I (2007)). L' Italia, come molte altre nazioni "alpine", non ha infatti pubblicato delle normative specifiche sul tema delle opere per la protezione da valanghe, ma fornisce delle normative che sono utili esclusivamente in fase di verifica dei componenti in acciaio e di progettazione dei tiranti di fondazione (NTC 2018 e AGI-AICAP 2012). Le indicazioni, invece, su come agire sul manto di neve, in modo da prevenire il distacco di una valanga, mediante opere strutturali nell'area di distacco, sono fornite solo dalla norma svizzera SIA UV-0704-I (2007). Però questa norma non include gli ombrelli fermaneve tra le tipologie di strutture concordi e comunque vengono seguite le sue indicazioni per il design dell'ombrello, che perciò rimane possibile da realizzare solamente in Italia. Queste citate indicazioni, inoltre, in molti casi si sono dimostrate non aggiornate alle nuove condizioni ambientali cui il cambiamento climatico pone di fronte. Queste rinnovate condizioni meteorologiche e nivometriche includono carichi anormali di neve sulle strutture, dovuti a piogge invernali sugli strati di neve già presenti o temperature anomale che causano una rapida fusione. Così il manto si satura e, durante la notte, solidifica e/o crea placche di ghiaccio, aumentando la densità del manto e danneggiando l'opera. Oppure a prolungati periodi di siccità seguono intense precipitazioni nevose, che creano strati di altezze non previste. Se per di più, come sta accadendo sempre più spesso, queste intense precipitazioni avvengono verso il periodo primaverile, si avrà un accumulo al suolo di neve bagnata, quindi più densa della comune neve fresca.

Tutto questo ha generato e continua a generare dei danni nelle opere fermaneve che in questa tesi di laurea si è andati ad analizzare. In seguito a due sopralluoghi, personalmente effettuati nell'autunno 2021, presso le opere fermaneve a ombrello in località Liconi a Cogne (AO) e in località Rocciabò a Ceresole Reale (TO), sono stati osservati diversi ombrelli danneggiati, alcuni in maniera molto evidente. La deformazione più frequente si è dimostrata essere quella del palo centrale, che nel caso di Cogne ha interessato 11 ombrelli dei 17 compromessi.

Successivamente, per quantificare i danni, è stata personalmente effettuata una campagna di misure dei medesimi pali centrali stoccati presso il magazzino della Regione Valle d'Aosta a Chavonne (AO), ove era presente anche un palo notevolmente deformato proveniente dall'installazione fermaneve di Ceresole Reale (TO). La campagna di misurazioni ha rivelato che tutti i pali centrali, nessuno escluso, sono stati soggetti ad una trazione e ad una flessione

retta, senza torsione. In particolare, tutti i pali sono stati deformati plasticamente, portando alcuni di essi a formare una cerniera plastica in mezzeria. Queste deformazioni hanno indicato che le azioni predominanti sul palo centrale sono di due tipologie: la trazione verso valle dovuta all'azione di trattenimento dallo scorrimento del manto nevoso e il carico verticale distribuito lungo la lunghezza del palo, dovuto al peso della neve sovrastante. Misurate le deformazioni, esse sono state utili nel calcolo delle curvature dei rispettivi pali nei tratti plasticizzati.

A questo punto, a partire dalla geometria del generico palo centrale, si è costruita, con un processo iterativo, una curva all'interno del diagramma momento-curvatura per ogni valore di trazione imposto. Nel dettaglio, i valori di trazione imposti sono stati 9 tra gli 0 e i 400 kN con un passo di 50 kN, quindi ogni valore di curvatura misurata in ingresso ha restituito 9 valori di momento. Con essi sono stati calcolati, per ogni palo/curvatura, altrettanti valori di carico distribuito secondo l'inverso dell'espressione del modulo del diagramma di momento in mezzeria di una trave semplicemente appoggiata a cui è applicato un carico uniforme. Così si sono ottenuti punti rappresentati da coppie di carico distribuito-trazione, inseriti ognuno sul grafico relativo ad ogni singolo palo centrale.

L'ombrello è quindi stato semplificato per crearne uno schema statico, prima nella sua interezza ma come una struttura bidimensionale, dopo prendendo solo il gambo come una trave ideale con cerniera e carrello agli estremi. Da ciò, seguendo le formule, modificate, della normativa svizzera di riferimento, la trazione T e il carico distribuito q's sono stati calcolati per diverse combinazioni di densità e altezza del manto (parallela alla croce). Nello specifico le combinazioni considerate sono state 21 per il caso studio di Cogne e 15 per il caso studio di Ceresole Reale, restituendo il medesimo numero di valori di trazione e di carico distribuito lungo il palo. Questi valori hanno costituito altri punti di coppie carico-trazione.

Inserendo nei medesimi diagrammi carico-trazione, relativi ad ogni singolo palo inflesso, le coppie di punti relative alle trazioni stimate e collegando i punti caratterizzati dalla stessa delle 3 densità considerate, si sono ottenuti 3 punti d'intersezione per ogni palo. Utilizzata l'espressione inversa del carico distribuito q's, questi 3 punti d'intersezione hanno restituito 3 possibili altezze del manto nevoso correlabili alla deformazione del gambo osservata.

Dopodiché, mediante due differenti metodi di stima dell'altezza del manto nevoso, si è ricercata l'altezza che la neve dovrebbe avere nelle località e alle altitudini delle opere. Il primo metodo è stata una stima regionale delle altezze medie e massime mediante quelle registrate da alcune stazioni nivometriche della Valle d'Aosta e del Piemonte, mentre il secondo metodo è stato fornito dall'applicativo della Regione Valle d'Aosta per la stima dell'altezza di neve con tempo di ritorno di 100 anni. Le altezze ottenute mediante le stime e quelle ottenute dai calcoli si sono dimostrate coerenti tra loro, in particolare quelle relative ad una densità di 450 kg/m³. Queste inoltre sono le più coerenti con quei fenomeni di metamorfismo nivale accennati all'inizio di questo capitolo e meglio descritti nel Capitolo 2.1.

Al termine di questo lavoro si è ritenuto bene proporre tre soluzioni al problema in analisi, non testate e quindi da interpretare come suggerimenti: la prima, di più rapida applicazione, consisterebbe nell'installare degli ombrelli Dk 450 all'interno dell'impluvio delle opere di Cogne e Ceresole Reale, ove nelle zone marginali ne siano installati di tipologia Dk 350. Questo

non risolverebbe nell'immediato il problema dell'inflessione dei pali centrali ma eviterebbe la formazione di piccole valanghe negli strati del manto non trattenuto dagli ombrelli fermaneve, come già si era evidenziato in Figura 24, e ridurrebbe anche le forze dovute al libero scorrimento del manto, dovute all'effetto bordo, descritto nel Capitolo 4.2.4., anche se applicato superiormente e non lateralmente all'ombrello. Se la sostituzione risultasse eccessivamente onerosa, l'unico modo per ridurre i danni agli ombrelli Dk 350 presenti è di inserire altri 4 controventi, esattamente come per gli elementi marginali, siccome sono proprio i controventi a redistribuire le maggiori forze dovute all'effetto bordo.

La seconda consiste nell'inserire nei calcoli progettuali delle nuove strutture una densità del manto maggiore o uguale a 450 kg/m³, per una sua altezza dipendente dalle stime sito-specifiche, ma mai inferiore all'altezza dell'ombrello fermaneve, contrariamente a quanto illustrato dalle norme SIA. Per esempio, l'Ing. V. Betti, in alcune prove descritte in un documento sopra citato, considera una densità del manto nevoso di 500 kg/m³ per via della presenza di placche di ghiaccio al suo interno.

La terza consiste nell'utilizzare un diverso tipo di acciaio rispetto al classico S275 come, per esempio, l'acciaio S355, già utilizzato nella tecnologia dei pali rinforzati, o l'acciaio S420N, già utilizzato nelle travi della Croce di S. Andrea. Un acciaio quindi che sia più performante con dei parametri di resistenza migliori, senza andarne tuttavia a modificare la sezione e le dimensioni, in modo che possa resistere alle maggiori sollecitazioni di tenso-flessione. Questo consisterebbe in una tensione allo snervamento f_{yk} maggiore e quindi permetterebbe al palo centrale di rimanere all'interno del campo elastico per un range di carichi più esteso, flettendosi e allungandosi ma non in maniera permanente.

7. BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

7.1. BIBLIOGRAFIA

AGI-AICAP (2012). Raccomandazioni Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce.

BARBERO M.A., BARPI F., BORRI-BRUNETTO M., BIAGI V.D., OLIVERO G. & PALLARA O.V., (2014). *Snow Pressure on a Semiflexible Retaining Structure*. Journal of cold regions engineering, vol. 28, n. 2.

BETONFORM, (2016). Case History paravalanghe Erdox.

BETONFORM, (2021). Manuale di Manutenzione ErdoX Neve.

BETONFORM, (2021). Scheda tecnica rev. 03, ErdoX Neve Dk (300/350/400/450 cm).

BETTI V., (2017). Relazione di calcolo Erdox Neve Dk 300, Trento.

BETTI V., (2017). Relazione di calcolo Erdox Neve Dk 350, Trento.

BETTI V., (2017). Relazione di calcolo Erdox Neve Dk 400, Trento.

BETTI V., (2017). Relazione di calcolo Erdox Neve Dk 450, Trento.

BETTI V., (2017). *Relazione interpretativa relativa alle prove di carico effettuate sui tiranti centrali di ancoraggio della struttura Erdox in conformazione*, lunghezza palo = 5.00 ml, Trento.

BETTI V., (2017). Relazione interpretativa tra le prove sul campo in vera grandezza effettuate ed il modello di calcolo teorico utilizzato per le verifiche di dimensionamento strutturale, strutture Erdox, Betonform srl, Trento.

BETTI V., (2017). *Relazione relativa alle prove di carico effettuate sui tiranti centrali di ancoraggio della struttura Erdox*, effettuate presso stabilimento Betonform a Medesano (PR), Trento.

BETTI V., (2017). *Relazione relativa alle prove di carico effettuate sui tiranti centrali di ancoraggio della struttura Erdox in conformazione,* effettuate presso stabilimento Betonform a Medesano (PR), Trento.

BETTI V., (2018). Verifica palo rinforzato Erdox neve, Trento.

BRAGIN L., SPIEGEL S., WEBER T. e KÖCHER B., (2021). *Book of the Alps*, Marmota Maps, Amburgo.

CARAGLIO V., (1988). 'Ou Vernant – Vernante. Storia, tradizioni e folclore di un paese delle valli occitane, Martini, Borgo San Dalmazzo.

CARPINTERI A., (1995). Scienza delle costruzioni, volume I.

CARPINTERI A., (1995). Scienza delle costruzioni, volume II.

CERIANI E., FIOU M., (2013). Relazione verifica linee e calcolo dei carichi agenti sulle strutture, Lavori urgenti di protezione abitato di Ceresole Reale dalle valanghe – valanga 37 – opere di difesa attiva, Aosta. CERIANI, E., (2019). Betonform. *L'evoluzione continua dei sistemi paravalanghe*. Professione Montagna, num. 150, 52-53.

CHIAIA B., (2011). *Progetto Strategico RiskNat - "Gestione in sicurezza dei territori di montagna transfrontalieri"*, Contratto di Ricerca n. 62/10, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino.

CHIAIA B., (2016). *RiskNat_BetomForm_LaTour*, per Betonform, Politecnico di Torino, Torino.

CLAPS P. (2021). *Corso di Protezione Civile A.A 2020/2021*, Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Torino.

CORDOVA B. & MAIORANA E., (2019). *Scheda tecnica – UNI EN 10025 Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali -* Aggiornamento 2019, Milano & Legnaro (PD).

DA DALT M., (2020). Ombrelli paravalanghe: dimensionamento e analisi critica delle problematiche realizzative. Tesi di laurea magistrale. Politecnico di Torino, Torino, Italy.

DEGASPERI F., (2007). *Rapporto di prova n° 007-07*, presso LA.T.I.F., committente Betonform GmbH, Trento.

DEGASPERI F., (2007). *Rapporto di prova n° 186-06,* presso LA.T.I.F., committente Betonform GmbH, Trento.

DI BELLA R., (2016). Relazione Betonform sopralluogo 02/11/2016.

DI MAURA G., (2019). Influenza del degrado e danneggiamento dovuto a corrosione sulla risposta sismica di edifici per strutture in cemento armato. Tesi di laurea magistrale, Politecnico di Torino, Torino.

FRASER C., (1970). L'enigma delle valanghe, prima edizione Zanichelli.

MARGRETH S., (2007). *Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco*. Direttiva tecnica: aiuto all'esecuzione. Pratica ambientale n. 0704. Ufficio federale dell'ambiente, Berna, WSL Istituto Federale per lo Studio della Neve e delle Valanghe SNV, Davos.

MELLOR M., (2007). A review of basic snow mechanics.

MEZZINA M., (2013). Fondamenti di Tecnica delle Costruzioni, Città Studi Edizioni.

MINISTERO DEI TRASPORTI E DELLE INFRASTRUTTURE, (2018). D.M. 17-01-2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

MINISTERO DEI TRASPORTI E DELLE INFRASTRUTTURE, (2018). Decreto ministeriale 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

MINISTERO DEI TRASPORTI E DELLE INFRASTRUTTURE, (2019). *Circolare 11-02-2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'*«*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»* di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

PEILA, D., (2020). *Corso di Consolidamento di Rocce e Terreni A.A 2019/2020*, Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Torino.

RUDOLF-MIKLAU, F., SAUERMOSER, S., MEARS, A. I., (2015). *The Technical Avalanche Protection Handbook*, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.

SEGOR V., (2015), Dichiarazione utilizzo ombrelli Erdox, Betonform.

SESENNA R., (2019). Relazione tecnica anno 2019 – "Interventi di manutenzione ordinaria del territorio d cui al vigente Piano 2014-2019 – Sottobacino Macro-area SX Torrente Orco N. 12-Rio del Roc – Attività di monitoraggio SP001", Rapporto di monitoraggio N. 5.

SESENNA R., AMORE C., AGAGLIATE L., (2020). Elaborati grafici – "Interventi di manutenzione del territorio finanziati con fondi a. to. – anno 2020 –", Intervento sottobacino 12 – Rio del Roc – Scheda 3, Manutenzione elementi fermaneve in Comune di Ceresole Reale, Planimetria generale degli interventi.

SESENNA R., AMORE C., AGAGLIATE L., (2020). Elaborati grafici – "Interventi di manutenzione del territorio finanziati con fondi a. to. – anno 2020 – ", Intervento sottobacino 12 – Rio del Roc – Scheda 3, Manutenzione elementi fermaneve in Comune di Ceresole Reale, Sezioni tipo e particolari costruttivi.

TADDIA G., (2021). *Corso di Protezione Civile A.a. 2020/2021*, Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Torino.

UNICT, (2017). Lezione 8 - Strutture (Materiale Acciaio Carpenteria).

VIGNA B. (2018). *Corso di Geologia, Sicurezza e Protezione Civile A.a. 2017/2018*, Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Torino.

ZANGHI F., (2014). Sussidi didattici per il corso di Progettazione, Costruzioni e Impianti.

7.2. SITOGRAFIA

"Esploramonti", Parte della catena orientale del Gran Sasso, https://www.esploramonti.it/

A2C, Consulenza Tecnica Specialistica, http://www.a2c.it/

AINEVA, Associazione Interregionale di coordinamento e documentazione per i problemi relativi a Neve e Valanghe, *https://www.aineva.it/*

ARPA Lombardia – Agenzia Regionale per la Protezione Ambientale, canale YouTube, *https://www.youtube.com/channel/UCamw8rL1JPLjfa3Bx6ax8Eg/videos*

ARPA Piemonte – Agenzia Regionale per la Protezione Ambientale, annali meteoidrologici, http://www.arpa.piemonte.it/rischinaturali/accesso-ai-dati/annali_meteoidrologici/annalimeteo-idro/banca-dati-meteorologica.html

BBC - Science & Nature - Horizon - Anatomy of an Avalanche, https://www.bbc.co.uk/science/horizon/1999/avalanche_script.shtml

Commissione Europea, https://ec.europa.eu/commission/index_it

Ediltecnico - Quotidiano online per professionisti tecnici, https://www.ediltecnico.it/

Eur-Lex, L'accesso al diritto dell'Unione Europea, https://eur-lex.europa.eu/

Google Maps, https://www.google.it/maps/

MarcaturaCE.net, Consulenza, Sicurezza e Qualità, https://www.marcaturace.net/

Sia, Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, https://www.sia.ch/it/

Sito ufficiale della Regione Autonoma Valle d'Aosta, grafici degli annali storici delle altezze di neve, *https://www.regione.vda.it/graficineve/default_i.aspx#prettyPhoto*

Sito ufficiale della Regione Autonoma Valle d'Aosta, parametri nivometrici, https://www.regione.vda.it/territorio/territorio/parametrinivometrici/COMUNI/jump_comu ni.htm

SLF – Istituto per lo Studio della neve e delle valanghe, Tipi di valanghe, *https://www.slf.ch/it/valanghe/know-how-su-nivologia-e-prevenzione/tipi-di-valanghe.html*