

LINEE GUIDA

Per la redazione del progetto definitivo/esecutivo delle opere civili di infrastruttura degli impianti a fune (D.M. 16/11/2012, Cap. 15)

INDICE GENERALE

1	SCOPO.....	3
2	STRUTTURAZIONE DEL DOCUMENTO	4
3	DEFINIZIONI ED ABBREVIAZIONI	5
4	CAMPO DI APPLICAZIONE	6
5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
6	MATERIALI.....	9
7	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO E TEMPI DI RITORNO...	10
8	AZIONI CLIMATICHE	12
8.1	Neve	12
8.1.1	Neve sulle pedane	12
8.1.2	Neve oltre i 1500m.....	12
8.2	Vento	14
8.2.1	Vento oltre i 1500 m.....	14
8.2.2	Coefficiente dinamico c_d	14
8.2.3	Coefficiente di forma c_p	15
8.2.4	densità dell'aria.....	15
8.3	Azione della temperatura	16
8.4	Sisma	16
9	COMBINAZIONE DELLE AZIONI E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	18
10	MODIFICHE AD IMPIANTI ESISTENTI.....	19
11	VERIFICHE STRUTTURALI.....	21
11.1	Norme di riferimento	21
12	VERIFICHE GEOTECNICHE	22
12.1	Generalità	22
12.2	Verifica di stabilità globale	23
12.3	Verifica al ribaltamento	23
12.4	Verifica allo scorrimento.....	25
12.5	Verifica di portanza	26
12.6	Cedimenti	27
12.7	Verifiche geotecniche in condizioni sismiche	27
12.8	Tiranti passivi.....	27
13	PRESENTAZIONE DELLE RELAZIONI DI CALCOLO	29
14	SISTEMI STRUTTURALI DI DIFESA PASSIVA CONTRO IL RISCHIO VALANGHE	30
15	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	31

1 SCOPO

Nell'ambito della progettazione strutturale degli impianti a fune, il quadro normativo attualmente vigente non sempre risulta di immediata, chiara ed univoca applicazione. L'applicazione congiunta del Decreto n. R.D. 337 del 16/11/2012 (nel seguito Decreto Infrastruttura), del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (nel seguito NTC) e della norma europea UNI EN 13107 "Requisiti di sicurezza per gli impianti a fune progettati per il trasporto di persone – opere di ingegneria civile" (nel seguito EN 13107), infatti, ha evidenziato alcune criticità, sostanzialmente inquadrabili tra i seguenti aspetti:

- difficoltà di comprensione della/e norma/e,
- conflittualità tra le norme,
- interpretabilità della/e norma/e,
- vuoti normativi.

Ripercorrendo quindi i punti principali del Capitolo 15 del Decreto Infrastruttura, che costituisce il principale disposto normativo per la progettazione degli impianti a fune in Italia, il presente documento si prefigge quindi lo scopo di individuare tali criticità fornendo per ciascuna di esse un indirizzo operativo, allo scopo di garantire, su tutto il territorio nazionale, uniformità di approccio e condivisione delle scelte metodologiche.

Le scelte operative sono state individuate sulla base delle indicazioni contenute nelle norme sopra indicate, nonché della circolare esplicativa delle NTC e dell'esperienza maturata nel corso degli anni dai progettisti e dai rappresentanti delle Autorità di sorveglianza.

Concretamente, le scelte operative consistono in:

- interpretazione chiarificatrice delle norme,
- richieste di modifica del DI,
- individuazione di posizioni progettuali condivise.

Il presente documento è frutto della collaborazione tra Associazioni di categoria ed Autorità di sorveglianza nazionali.

2 STRUTTURAZIONE DEL DOCUMENTO

Il documento ripercorre idealmente i punti che occorre sviluppare nella progettazione delle opere civili di infrastruttura, e per ciascuno di essi identifica una o più criticità emerse, proponendone una soluzione operativa.

Per rendere più agevole l'utilizzo del documento, ciascuna criticità contiene inoltre il rimando al/ai punto/i del DI in cui la stessa ricorre.

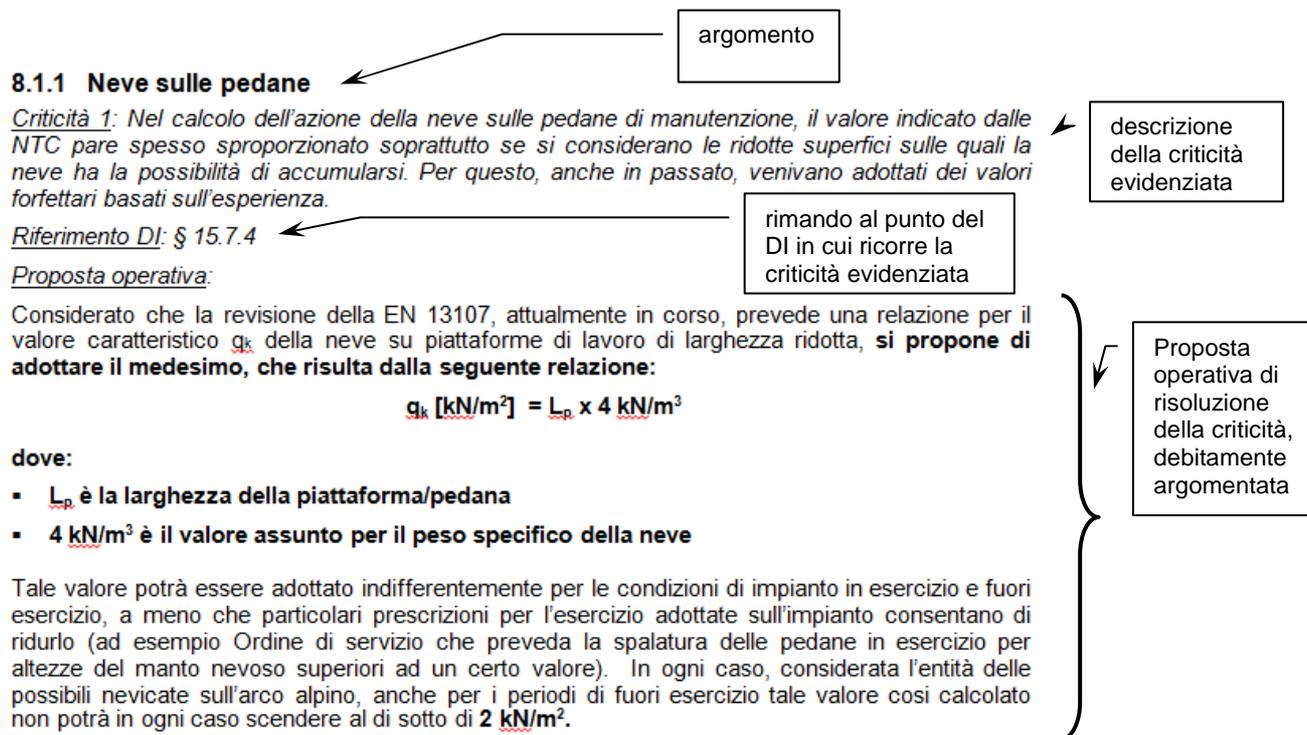


Figura 1 – Struttura delle presenti linee guida

3 DEFINIZIONI ED ABBREVIAZIONI

- **NTC** D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- **DI** Decreto n. R.D. 337 del 16/11/0212 “Disposizioni e prescrizioni tecniche per le infrastrutture degli impianti a fune adibiti al trasporto di persone. Armonizzazione delle norme e delle procedure con il decreto legislativo 12 giugno 2003, n.210, di attuazione della Direttiva Europea 2000/9/CE”
- **EN 13107** UNI EN 13107:2005 “Requisiti di sicurezza per gli impianti a fune progettati per il trasporto di persone – opere di ingegneria civile”
- **Circolare** Circolare esplicativa 02-02-2009 n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

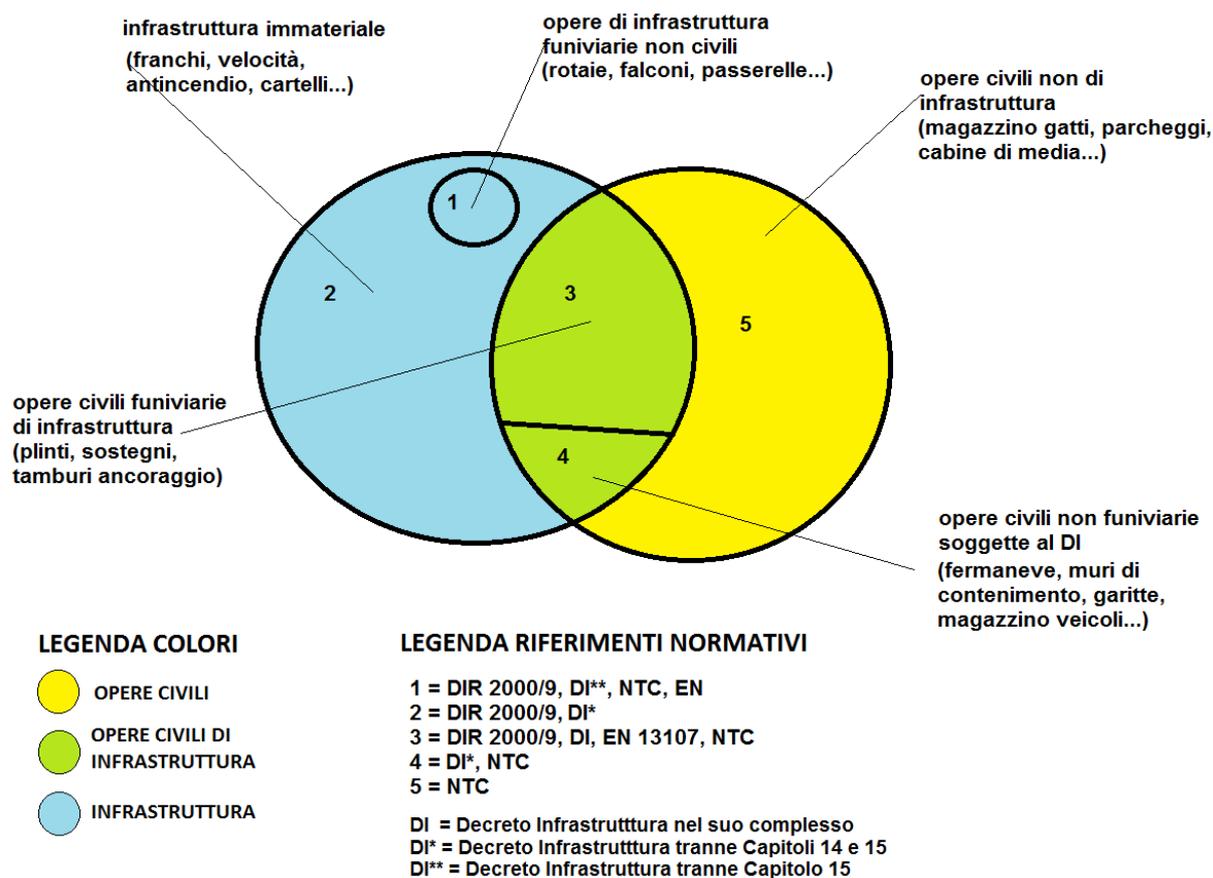
4 CAMPO DI APPLICAZIONE

Criticità 1: La definizione di “opere civili di infrastruttura” di cui al § 15.1 del DI necessita di un maggiore dettaglio anche al fine di chiarire le modalità di istruttoria applicate dalle Autorità di Sorveglianza. Infatti, il richiamato art. 4, comma 1 del d.lgs. 210/2003 fornisce una definizione generica di infrastruttura (“per infrastruttura progettata specificamente per ciascun impianto e realizzata sul sito si intende il tracciato, i dati del sistema, le opere della linea e delle stazioni che sono necessarie per la costruzione e il funzionamento dell'impianto, fondazioni comprese”), ma non definisce cosa è opera civile di infrastruttura e opera civile di infrastruttura di tipo funiviario (cioè interessata direttamente dalle azioni delle funi, dei veicoli, degli organi meccanici dei passeggeri). La definizione di cui al § 15.1 dovrebbe chiarire il significato di opera civile funiviaria di infrastruttura. Ma nell'attuale versione, pare includere alcune tipologie di opere civili di infrastruttura (ad esempio tra le “strutture e gli elementi costruttivi e di servizio installati in modo permanente in stazione e in linea per le ispezioni e la manutenzione” parrebbe ricompreso, ad esempio, anche il magazzino veicoli) non prettamente funiviarie, ed escluderne altre simili (ad esempio i locali di comando).

Riferimento DI: § 2.3.2, § 15.1

Proposta operativa:

Si ritiene che lo schema concettuale di suddivisione degli elementi che compongono il progetto di un impianto a fune possa essere così rappresentato:



Si precisa che, sulla base della precedente suddivisione, le opere civili (colore giallo) sono soggette a deposito presso il genio civile, e quindi a collaudo statico, mentre l'infrastruttura (azzurro) è soggetta all'esame dell'Autorità di sorveglianza secondo quanto indicato nel Decreto Infrastruttura. Le opere civili di infrastruttura (verde) sono invece soggette sia al deposito presso il genio civile, sia all'esame da parte dell'Autorità di sorveglianza.

Ne deriva che la definizione di cui al § 15.1 del DI dovrebbe essere modificata nel modo seguente (proposta di modifica del titolo del Capitolo 15 e dell'articolo 15.1 del DI):

15. OPERE CIVILI FUNIVARIE D'INFRASTRUTTURA

15.1 Campo di applicazione.

“Le presenti disposizioni riguardano le opere civili funiviarie d'infrastruttura, definita all'art. 4.1 del D.Lgs. 210/2003. Esse comprendono:

- *le fondazioni delle stazioni, dei sostegni di linea e delle altre strutture di cui al successivo allinea, compresi eventuali dispositivi di ancoraggio delle fondazioni stesse o di consolidamento dei terreni di fondazione;*
- *le strutture fisse di stazione e di linea che sorreggono gli organi di ancoraggio e di deviazione delle funi, gli organi e i macchinari meccanici, nonché i carichi derivanti dai veicoli, dagli operatori e dai viaggiatori;*

Le opere civili qui considerate sono costituite in generale da strutture in calcestruzzo o da strutture metalliche fisse.

Non sono comprese tra le opere civili di infrastruttura di cui al presente capitolo le opere di difesa, i magazzini e le garitte. Questi elementi dovranno comunque rispettare i contenuti degli altri capitoli del presente decreto per gli aspetti dimensionali, funzionali, antincendio...”

Per quanto concerne l'attività dell'Autorità di sorveglianza, si precisa che l'esame del progetto definitivo è effettuato ai sensi del § 2.3.2 del DI, ovvero *“l'Autorità di Sorveglianza esamina il progetto dell'impianto funiviario, verificandone la completezza e la rispondenza alla normativa specificatamente funiviaria, contenuta nelle norme tecniche di settore”*, nonché in base ai disposti normativi specificatamente emanati dalle Regioni e Province autonome. Per quanto concerne le opere civili funiviarie d'infrastruttura, l'Autorità di sorveglianza esamina in particolare i documenti di cui al § 2.1.2, lettera j) del DI.

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Criticità 1: il DI, al § 15.2, richiama esplicitamente le NTC (emanate in applicazione della legge 05/11/1971, n.1086 e della legge 02/02/1974, n.64) nonché la EN 13107, con le precisazioni riportate nei paragrafi seguenti del Capitolo 15. Tuttavia le due norme in taluni casi si pongono in contrasto tra loro, ad esempio nell'ambito dei coefficienti di combinazione delle azioni, oppure in materia di verifiche geotecniche delle opere di fondazione.

Si pone quindi una questione inerente la gerarchia delle fonti, in particolar modo per quanto riguarda la possibilità di utilizzare, nella progettazione di opere da depositare presso il Genio Civile, quanto previsto dalla EN 13107, anche se difforme dalle NTC che, in quanto norma nazionale, viene generalmente adottata a riferimento presso gli uffici del Genio Civile.

Riferimento DI: § 15.2

Proposta operativa:

I coefficienti parziali γ ed i coefficienti di combinazione ψ_0, ψ_1, ψ_2 sono definiti concettualmente dalle NTC, ma i valori numerici, ed in particolare quelli della tabella 2.5.1, sono calibrati e validi solo per gli "edifici civili ed industriali correnti". Non vi è quindi contrasto nell'applicare i fattori riportati nei prospetti 1, 2 e 3 della EN 13107, che riferendosi ad altre categorie di strutture, fornisce valori numerici diversi, calibrati su di esse. Peraltra da una verifica condotta dall'Autorità di sorveglianza di Aosta con gli uffici regionali presso cui avviene il deposito delle opere civili è emerso l'accordo di questi ultimi circa l'utilizzo di norme specifiche (EN 13107) in luogo di quelle generali (NTC), che devono essere adottate quando nelle norme specifiche si evidenzia un "vuoto normativo".

In conclusione, si propone di adottare i coefficienti γ e ψ dei prospetti 1, 2 e 3 della EN 13107 per le verifiche di equilibrio (EQU) e resistenza (STR). Per le verifiche di tipo GEO, visto il rimando del § 15.11 del DI al punto 6.4.2.1 delle NTC, si propone di adottare i coefficienti γ di cui alla Tabella 6.2.I delle NTC ed i coefficienti ψ dei prospetti 1 e 2 della EN 13107. Resta inteso che, qualora una struttura rientri in parte tra le opere civili funiviarie d'infrastruttura ed in parte tra le opere civili "comuni" (si pensi ad una platea di fondazione comune a strutture con differenti destinazioni d'uso), si dovrà fare riferimento alle condizioni più cautelative (e quindi ai coefficienti γ e ψ che comportano lo stato di sollecitazione più gravoso per l'elemento).

6 MATERIALI

Criticità 1: NTC, UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104-2004 non sono coerenti rispetto alla classe minima di resistenza prevista in funzione della classe di esposizione scelta. In particolare NTC e UNI 11104 risultano coerenti tra loro, prevedendo le classi di resistenza C32/40 e C35/45, mentre la UNI EN 206 prevede, in alternativa a queste due, la sola classe C30/37.

Riferimento DL: § 15.4

Proposta operativa:

Considerato che la UNI 11104-2004 contiene le “Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”, mentre la UNI 206-1:2006 costituisce la “traduzione in lingua italiana” della norma EN 206-1:2006, e considerato che le NTC risultano coerenti con la UNI 11104 per la definizione delle classi di resistenza da adottare per il calcestruzzo, **si propone, per l'individuazione della classe di resistenza del calcestruzzo in funzione della classe di esposizione adottata, di utilizzare, in coerenza con le NTC, la UNI 11104-2004.**

Si evidenzia peraltro che il prospetto della EN 206-1 fa riferimento all'utilizzo di un cemento CEM I (cemento Portland puro, che costituisce solo l'8% circa della produzione totale) di classe 32.5, che è solo uno dei cementi ammessi dalla UNI EN 197-1, mentre la UNI 11104 fa riferimento (in un'ottica puramente prestazionale) ad un cemento di classe 32.5 o 42.5, senza alcun vincolo sul tipo di cemento impiegato purché conforme alla UNI EN 197-1.

Infine si fa presente che molti produttori locali di cemento tendono a proporre le classi coerenti con le NTC, per cui esiste anche un rischio “operativo”, legato all'effettiva reperibilità del prodotto.

7 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO E TEMPI DI RITORNO.

Criticità 1: individuare univocamente il valore T_R del tempo di ritorno da utilizzare per le azioni ambientali (sisma, vento, neve).

Riferimento DI: § 15.3, § 15.7.2, § 15.13

Proposta operativa:

La relazione tra vita nominale V_N , classe d'uso C_U e periodo di riferimento V_R è indicata dalle NTC e non necessita di ulteriori indicazioni ($V_R = V_N \times C_U$).

Peraltro il DI ha ben indicato che, di norma:

- per la vita nominale V_N si dovrà assumere un valore minimo di 50 anni, che potrà essere eventualmente elevato da parte dell'ente concedente per circostanze particolari (ad esempio per quegli impianti che normalmente hanno un periodo di utilizzo presunto superiore);
- per la classe d'uso si assume $C_U = II$ (non potendosi tuttavia escludere a priori che esigenze legate alla strategicità dell'opera in caso di calamità facciano di tali impianti un'opera strategica. Potrebbe, ad esempio, essere questo il caso di quegli impianti che collegano tra di loro e in modo esclusivo paesi limitrofi).

Per quanto riguarda il tempo di ritorno T_R , nel caso dell'azione sismica la situazione è già normata dalle NTC e non necessita di ulteriori approfondimenti: infatti, fissato V_R , la Tabella 3.2.I e la relativa tabella C.3.2.I della Circolare esplicativa forniscono i valori del tempo di ritorno T_R associati alle probabilità di superamento indicate nella norma, per cui non vi sono dubbi particolari.

Per quanto riguarda il vento e la neve, invece, le NTC forniscono il calcolo delle rispettive azioni con riferimento ad un tempo di ritorno $T_R = 50$ anni, ma non danno indicazioni circa la relazione eventualmente esistente tra il periodo di ritorno T_R e il periodo di riferimento V_R , e quindi circa l'opportunità di utilizzare valori del tempo di ritorno T_R diversi da 50 anni. Per tale ragione:

- per l'azione del vento, si propone, se non specificato diversamente, di assumere $T_R = V_R$. A questo punto, per calcolare la velocità di riferimento v_r relativa ad un generico tempo di ritorno T_R , si potrà fare riferimento alle relazioni C.3.3.1 e C.3.3.2 della Circolare esplicativa.

In tal modo, quindi, anche l'azione del vento risulta compiutamente definita in funzione della vita nominale dell'opera.

- Per l'azione della neve, invece, le NTC non forniscono indicazioni sulla relazione tra V_R e T_R , né indicazioni per il calcolo dell'azione medesima quando si assuma un T_R diverso da 50 anni (valore di riferimento attualmente utilizzato dalle NTC). Si propone quindi, in analogia all'azione del vento, di assumere $T_R = V_R$, mentre, per quanto riguarda il calcolo per T_R diversi da 50 anni, in assenza di altre indicazioni, si propone di utilizzare la formula dell'Appendice D dell'Eurocodice 1 (parte 1-3).

In conclusione quindi si propone:

- per l'azione sismica, di fare riferimento all'attuale testo delle NTC e relativa circolare esplicativa;
- per l'azione del vento, di assumere $T_R = V_R$ e di utilizzare, per il calcolare la velocità di riferimento per T_R diversi da 50 anni, le seguenti relazioni previste nella Circolare esplicativa:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b \quad (C3.3.1)$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;

α_R è un coefficiente fornito dalla figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (C3.3.2)$$

dove T_R è espresso in anni.

- **per l'azione della neve, in analogia con il vento, di assumere $T_R = V_R$ e di utilizzare, per T_R diversi da 50 anni, la seguente relazione (UNI EN 1991-1-3, Appendice D):**

$$s_n = s_k \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722]}{(1 + 2,5923 V)} \right\} \quad (D.1)$$

dove:

s_k è il valore caratteristico del carico della neve al suolo (con un periodo di ritorno di 50 anni, in accordo con la EN 1990:2002);

s_n è il carico della neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di n anni;

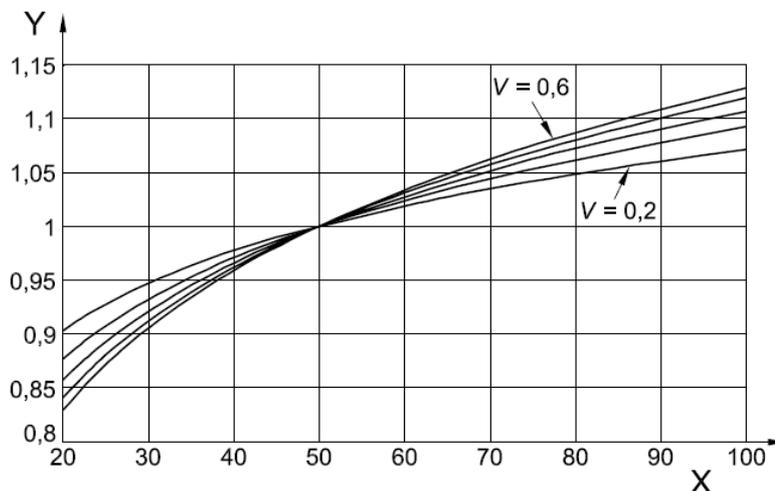
P_n è la probabilità annuale di superamento [approssimativamente equivalente a $1/n$, dove n è il corrispondente intervallo di ritorno (in anni)];

V è il coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve.

Legenda

X Periodo di ritorno, in anni

Y s_n/s_k



8 AZIONI CLIMATICHE

8.1 Neve

8.1.1 Neve sulle pedane

Criticità 1: Nel calcolo dell'azione della neve sulle pedane di manutenzione, il valore indicato dalle NTC pare spesso sproporzionato soprattutto se si considerano le ridotte superfici sulle quali la neve ha la possibilità di accumularsi. Per questo, anche in passato, venivano adottati dei valori forfettari basati sull'esperienza.

Riferimento DI: § 15.7.4

Proposta operativa:

Considerato che la revisione della EN 13107, attualmente in corso, prevede una relazione per il valore caratteristico q_k della neve su piattaforme di lavoro di larghezza ridotta, **si propone di adottare il medesimo, che risulta dalla seguente relazione:**

$$q_k [\text{kN/m}^2] = L_p \times 4 \text{ kN/m}^3$$

dove:

- L_p è la larghezza della piattaforma/pedana
- 4 kN/m^3 è il valore assunto per il peso specifico della neve

Tale valore potrà essere adottato indifferentemente per le condizioni di impianto in esercizio e fuori esercizio, a meno che particolari prescrizioni per l'esercizio adottate sull'impianto consentano di ridurlo (ad esempio Ordine di servizio che preveda la spalatura delle pedane in esercizio per altezze del manto nevoso superiori ad un certo valore). In ogni caso, considerata l'entità delle possibili nevicate sull'arco alpino, anche per i periodi di fuori esercizio tale valore così calcolato non potrà in ogni caso scendere al di sotto di **2 kN/m²**.

8.1.2 Neve oltre i 1500m

Criticità 2: Le NTC identificano una formulazione precisa per il calcolo dell'azione della neve solamente fino alla quota altimetrica di 1500m. In base al § 3.4.2 delle NTC, il calcolo dell'azione della neve per altitudini superiori a 1500m deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione, utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500m.

Rispetto a tale aspetto gli approcci utilizzati nel passato sono stati molteplici: calcolo del carico neve a quota 1500m indipendentemente dalla quota effettiva del sito di interesse, senza nessuna valutazione di carattere locale; calcolo al di sopra dei 1500m eseguito estrapolando linearmente la formulazione delle NTC (con risultati eccessivamente gravosi per le quote più elevate).

Riferimento DI: § 15.7.4

Proposta operativa:

Si evidenzia l'opportunità di verificare la disponibilità di dati (serie storiche, centraline di raccolta dati poste in località limitrofe, dati statistici già elaborati ecc...) che giustificano i valori assunti nel progetto (che, al limite, potrà coincidere con il calcolo secondo NTC "bloccato" a 1500 m), o di ricorrere a relazioni specifiche sviluppate da professionisti conoscitori della materia. A tale riguardo, la SIF di Aosta evidenzia la disponibilità di uno studio sviluppato dall'ufficio regionale valanghe, che utilizzando i dati storici, ha operato una "micro zonazione" del territorio valdostano e, in funzione della quota e del periodo di ritorno desiderato, fornisce i due valori di altezza massima della neve cumulata in 3 gg e di altezza totale cumulata nella stagione. Tali valori vanno quindi moltiplicati per il peso specifico della neve, che, conformemente all'Appendice E dell'Eurocodice 1

(parte 1-3), nel primo caso può essere assunto pari a 1,5-2 kN/m², e nel secondo caso (neve stabilizzata e compattata) può essere invece ragionevolmente assunto pari a 2,53,5 kN/m².

I seguenti prospetti mostrano i risultati relativi a tre differenti quote (1500, 2000 e 2500 m) e alle due macrozone (A e B) in cui è stato suddiviso il territorio regionale. Si evidenzia che per valori superiori ai 2500 m le formulazioni adottate non sono adeguatamente validate dai dati statistici, come invece avviene per le quote inferiori.

Prospetti comparativi NTC – Studio RAVA

	NTC – zona 1	Studio RAVA – zona A	Studio RAVA- zona B
Quota m	1500	1500	1500
T _R anni	50	50	50
Hs m	-	2,71	1,81
γ kN/m ³	-	2,5÷3,5	2,5÷3,5
q _{sk} kN/m ²	7,3	6,77+9,48	4,52+6,33

	NTC – zona 1	Studio RAVA – zona A	Studio RAVA- zona B
Quota m	2000	2000	2000
T _R anni	50	50	50
Hs m	-	4,05	3,10
γ kN/m ³	-	2,5÷3,5	2,5÷3,5
q _{sk} kN/m ²	11,9^(*)	10,1+14,2	7,8+10,9

^(*) Utilizzando la formula delle NTC linearizzata oltre 1500m

	NTC – zona 1	Studio RAVA – zona A	Studio RAVA- zona B
Quota m	2500	2500	2500
T _R anni	50	50	50
Hs m	-	5,4	4,39
γ kN/m ³	-	2,5÷3,5	2,5÷3,5
q _{sk} kN/m ²	17,8^(*)	13,5+18,9	11,0+15,4

^(*) Utilizzando la formula delle NTC linearizzata oltre 1500m

Dall'analisi dei prospetti precedenti si può quindi dedurre che, in Valle d'Aosta:

- per quote superiori a 1500 m, il carico neve calcolato secondo NTC e “bloccato” a 1500m non è cautelativo;
- viceversa, il calcolo secondo NTC linearizzato oltre i 1500 m di quota non si discosta troppo dai valori storici disponibili.

Per tali ragioni, in conclusione, la SIF di Aosta raccomanda l'utilizzo di tali dati per la determinazione del valore del carico neve al suolo per quote superiori ai 1500 m.

Un'ulteriore possibilità è il ricorso a prescrizioni particolari di esercizio (quali la spalatura obbligatoria al di sopra di una determinata altezza di neve), che dovranno essere indicate nella relazione sulle condizioni e sui limiti di esercizio dell'impianto di cui al § 2.1.2, lettera t) del DI, nonché nel Regolamento di esercizio dell'impianto stesso.

8.2 Vento

8.2.1 Vento oltre i 1500 m

Criticità 1: Le NTC identificano una formulazione precisa per il calcolo della velocità di riferimento del vento solamente fino alla quota altimetrica di 1500 m. In base al § 3.3.2 delle NTC, il calcolo dell'azione del vento per altitudini superiori a 1500 m potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione, utilizzando comunque dei valori della velocità di riferimento non inferiori a quelli calcolati per una quota di 1500 m.

Riferimento DI: § 15.7.1, § 15.7.2

Proposta operativa:

Per quote superiori ai 1500 m è opportuno che il progettista giustifichi il valore adottato per la velocità di riferimento del vento, soprattutto in corrispondenza di vette e crinali o per impianti posti a quote molto elevate, quando cioè le condizioni locali possono incidere notevolmente e produrre notevoli differenze rispetto alla trattazione generica del problema.

In particolare si evidenzia la presenza ormai numerosa sul territorio di centraline meteorologiche che registrano, tra gli altri, anche i dati relativi al vento, pertanto si consigliano i progettisti di riferirsi utilmente a tali strumenti per circostanziare le ipotesi di progetto adottate. La SIF di Aosta conferma che, sul territorio valdostano, sono installate numerose centraline di questo tipo, pertanto è possibile reperire dati locali utilizzabili per la quantificazione circostanziata di tale azione ambientale

8.2.2 Coefficiente dinamico c_d

Criticità 2: Per la valutazione del coefficiente dinamico il DI rimanda al § 3.3.8 delle NTC, le quali, tuttavia, non danno indicazioni in merito a casi riconducibili alle funi. Poiché, soprattutto in presenza di campate lunghe, tale coefficiente può influire notevolmente sulla quantificazione dell'azione del vento, è necessario individuare delle "fonti di comprovata affidabilità" per una migliore definizione di tale coefficiente.

Riferimento DI: § 15.7.1

Proposta operativa:

Innanzitutto, conformemente al § 15.7.1. del DI, qualora si adotti per c_d il valore 1 è possibile calcolare una pressione dinamica ridotta q_{rid} applicando un fattore di riduzione β . Tuttavia la formula per il calcolo di β attualmente prevista dal DI fa riferimento alla vecchia versione della EN 12930, che è stata modificata.

Si propone pertanto, qualora di adotti $c_d = 1$, di utilizzare per il fattore di riduzione β la formula aggiornata della EN 12930, che è la seguente:

Il coefficiente di riduzione β è determinato in funzione della lunghezza inclinata (corda) della campata l^* ed è pari a:

- $\beta = 1,00$ per $l^* = 0$ m ;
- $\beta = 0,65$ per $l^* = 600$ m ;
- $\beta = 0,50$ per $l^* \geq 2000$ m.

Per valori intermedi di l^* , β è determinato mediante interpolazione lineare.

Si precisa che, ai fini del calcolo del coefficiente di esposizione c_e e quindi della pressione del vento p , si dovrà fare riferimento all'altezza media della fune lungo la campata.

In alternativa, è possibile non applicare alcun fattore di riduzione alla lunghezza della campata, e adottare per il coefficiente dinamico c_d il fattore di campata G_c previsto dalle norme CEI EN 50341-1 e CEI EN 50423-1 per i conduttori:

Categoria del terreno	Fattore di campata G_c in funzione di L della campata esposta al vento			
	Formula	100 m	200 m	300 m
I	$1,30 - 0,073 \ln(L)$	0,96	0,91	0,88
II	$1,30 - 0,082 \ln(L)$	0,92	0,87	0,83
III	$1,30 - 0,098 \ln(L)$	0,85	0,78	0,74
IV	$1,30 - 0,110 \ln(L)$	0,79	0,72	0,67

Fattore di campata G_c secondo § 4.2.2.4.1 (Tabella 4.2.5) CEI EN 50423-1

8.2.3 Coefficiente di forma c_p

Criticità 3: Sebbene il DI al § 15.7.3 indichi, per le funi, un $c_p = 1,2$, nel recente passato (progettazione delle nuove funivie del Monte Bianco, sviluppata ai sensi delle PTS e delle NTC) è stato adottato un valore differente (facendo riferimento al punto C.3.3.10.6 della circolare esplicativa). Non si può inoltre escludere che studi specifici (condotti ad esempio in galleria del vento, su modelli in scala) possano giustificare l'adozione di valori differenti, così come previsto dalla nuova versione della EN 13107 e dal DI stesso.

Riferimento DI: § 15.7.1, § 15.7.3

Proposta operativa:

In attesa dei risultati degli studi specifici attualmente in corso, si propone di fare riferimento anche a valori di c_p differenti da 1,2, valore attualmente previsto dal DI, anche in base al punto C.3.3.10.6 delle NTC.

8.2.4 densità dell'aria

Criticità 3: Sebbene il DI al § 15.7.1 indichi di fare riferimento al § 3.3.6 delle NTC, in cui $\rho = 1,25 [kg/m^3]$, la densità potrebbe essere calcolata facilmente prendendo a riferimento le PTS '69 e PTS '99 che tengono conto dell'effettiva quota altimetrica.

Riferimento DI: § 15.7.1

Proposta operativa:

Per tener conto delle peculiarità specificatamente funiviarie, si propone di considerare l'effettivo valore della densità dell'aria in funzione della quota altimetrica, utilizzando la seguente formula:

$$\rho = 1/8 (1 - 0,0956h + 0,0032h^2)$$

Dove la densità ρ è data in $kg \text{ sec}^2 / m^4$ e h è espresso in chilometri.

8.3 Azione della temperatura

Criticità 1: Sulla sovrastruttura di stazione l'influenza della variazione termica può incidere anche per il 10-15% delle sollecitazioni dovute al tiro della fune, quindi in modo tutt'altro che trascurabile. Tuttavia tale contributo non sempre viene considerato nella determinazione delle azioni trasferite dalla sovrastruttura alla struttura di fondazione. In particolare sarebbe utile fornire un'indicazione circa l'escursione termica da prendere in conto per il calcolo delle azioni agenti sulle opere civili.

Riferimento DI: NR

Proposta operativa:

In analogia con quanto previsto dal DI al § 14.2.1.3 per il calcolo delle funi, **si propone di utilizzare una differenza di temperatura di 60 °C.**

8.4 Sisma

Criticità 1: Applicabilità del § 2.7 delle NTC (possibilità di impiego del metodo delle tensioni ammissibili) in presenza di opere situate in "zona sismica" 4.

Riferimento DI: § 15.13

Proposta operativa:

Con l'entrata in vigore delle NTC, il concetto di "zona sismica" mantiene solamente una valenza "amministrativa". Infatti, per la quantificazione dell'azione sismica, i dati di latitudine e longitudine del sito in oggetto permettono, tramite il reticolo allegato alle NTC stesse, di estrarre i tre parametri sismici caratteristici a_0 , F^* e T_c , e con questi determinare l'entità dell'azione sismica da applicare.

Il concetto di "zona sismica" richiamato al § 2.7 delle NTC invece, come peraltro precisato al § C.2.7 della Circolare, fa riferimento alle disposizioni emanate dalle Regioni ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380. In particolare, il Consiglio dei Ministri, prima con l'OPCM 3274/2003, poi con l'OPCM 3519/2006, ha indicato i "criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" da parte delle Regioni, le quali hanno provveduto al recepimento di tali criteri, classificando tutti i comuni ricadenti nel proprio territorio in "zone sismiche" e stabilendo in tal modo anche i criteri di verifica e controllo dei progetti delle opere rientranti in ciascuna delle suddette zone.

Ad esempio, la Regione Valle d'Aosta ha emanato, ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380, la DGR n. 1603/2013 che, coerentemente con i criteri di cui all'OPCM 3519/2006, ha **classificato tutti i comuni della Regione in zona sismica 3**. Di conseguenza, nel territorio della Valle d'Aosta il § 2.7 delle NTC non trova più alcuna possibilità di applicazione.

Il seguente prospetto riepiloga i provvedimenti regionali di recepimento dei criteri generali di classificazione sismica ai sensi dell'OPCM 3519/2006 in alcune delle altre regioni italiane:

REGIONE	NORMATIVA	N.	DATA
Friuli Venezia Giulia	Delibera Giunta Regionale	845	6 maggio 2010
Lombardia	Delibera Giunta Regionale	2129 2489	11 luglio 2014 10 ottobre 2014
Piemonte	Delibera Giunta Regionale	4-3084	12 dicembre 2011
Trentino Alto Adige –Bolzano	Delibera Presidente Provincia	33	21 luglio 2009

REGIONE	NORMATIVA	N.	DATA
Trentino Alto Adige – Trento	Delibera Giunta Provinciale	2919	27 dicembre 2012
Veneto	Delibera Consiglio Regionale	67 245	3 dicembre 2003 12 febbraio 2008
Valle d'Aosta	Delibera Giunta Regionale	1603	4 ottobre 2013

In conclusione, l'applicabilità del § 2.7 delle NTC è correlata ai provvedimenti regionali di suddivisione in zone sismiche emanati ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380 e della OPCM n. 3519/2006.

Criticità 2: Utilizzo di approcci differenti per il calcolo dell'azione sismica sui sostegni: in particolare sono state alternativamente adottate le teorie di cui al § 7.3.3.2 e al § 7.2.4 delle NTC. Si ravvede l'opportunità di individuare un approccio comune, uniforme e condiviso.

Riferimento DI: § 15.13

Proposta operativa:

Si ritiene che gli "impianti" di cui al § 7.2.4. delle NTC siano in realtà gli impianti industriali collegati a solai, e che quindi il paragrafo non sia pertinente. La distribuzione dei carichi sui sostegni di linea degli impianti a fune, invece, pare più aderente alla descrizione di cui al § 7.3.3.2 delle NTC, a patto che le condizioni di applicabilità di tale paragrafo risultino soddisfatte (ovvero $T_1 < 2,5T_C$ o $T_1 < T_D$ e costruzione regolare in altezza).

Criticità 3: Individuazione del corretto punto di applicazione dell'azione sismica per i sostegni, conformemente con quanto previsto al § 7.3.3.2 delle NTC.

Riferimento DI: § 15.13

Proposta operativa:

Considerata la formula (7.3.6) delle NTC, si ritiene che l'azione sismica agente sui sostegni di linea dovrebbe essere applicata almeno nei due principali punti di concentrazione delle masse gravanti sui sostegni stessi: in sommità (azione sismica derivante dal peso dei componenti e dal tiro della fune) e nel baricentro del fusto (azione sismica derivante dal peso proprio del sostegno stesso).

Criticità 4: Poiché il § 7.5.2.1 delle NTC non contiene tipologie strutturali assimilabili a quelle dei tralicci dei sostegni funiviari, si riscontra una certa difficoltà nell'individuare correttamente il fattore di struttura "q" da utilizzare.

Riferimento DI: NR

Proposta operativa:

In assenza di criteri specifici nella normativa italiana disponibile, ed in particolar modo nelle NTC, si propone di **utilizzare i criteri di cui all'Eurocodice 8 - parte 6** "torri, pali e camini", ed in particolare a quanto indicato nella Figura 7.1 per le strutture metalliche con controventi.

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Criticità 1: Per tener conto delle specificità funiviarie, il DI richiama, per le verifiche agli stati limite, le combinazioni di carico ed i coefficienti di combinazione γ e ψ della EN 13107. Tuttavia in molti casi la progettazione viene sviluppata utilizzando sia i coefficienti di combinazione della EN 13107, sia quelli delle NTC in modo non uniforme.

Riferimento DI: § 15.5.1

Proposta operativa:

Poiché tra i principi che individuano la gerarchia delle fonti, tradizionalmente utilizzati dagli ordinamenti giuridici per risolvere le antinomie giuridiche (cioè i conflitti tra norme), vi è quello di specialità, secondo il quale, in caso di antinomia tra due norme, prevale quella più specifica, ossia quella la cui fattispecie è contenuta nella fattispecie dell'altra, e poiché è indubbio che la EN 13107 ed il Decreto Infrastruttura siano, nell'ambito della progettazione degli impianti a fune, più specifiche rispetto alle NTC, si ritiene che le prime debbano prevalere sulla seconda, la quale non cessa di produrre i suoi effetti, ma vede il suo ambito di applicazione ristretto ai casi in cui non trova applicazione la norma più specifica, che si pone con essa in un rapporto di regola ed eccezione; si parla, in questo caso, di deroga della norma generale da parte della norma speciale. In tali termini si sono peraltro pronunciati sia l'ufficio del Dipartimento legislativo e legale della Regione Valle d'Aosta che quello dell'Assetto del territorio (che ha sostituito il Genio Civile), specificatamente interpellati al riguardo dalla SIF.

Per tale ragione si propone che, coerentemente con quanto stabilito dal DI al § 15.5.1, le combinazioni di carico ed i coefficienti di combinazione γ e ψ utilizzati siano quelli indicati nella EN 13107.

Criticità 2: In alcuni casi la progettazione è stata sviluppata considerando "opera civile funiviaria d'infrastruttura" i soli sostegni di linea dell'impianto (che sono stati quindi calcolati, fondazioni comprese, ai sensi della EN 13107), mentre le stazioni di monte e valle (e relative fondazioni) sono state considerate semplicemente "opere civili", utilizzando per esse le NTC. Ne discende un differente approccio progettuale sia in termini di combinazione delle azioni e relativi coefficienti di combinazione, sia in termini di verifiche (soprattutto geotecniche).

Riferimento DI: § 15.5.1

Proposta operativa:

Sulla base delle considerazioni svolte in merito alla precedente "criticità 1" e di quelle relative alla successiva "criticità 1" del § 11.1 si ritiene che **tutte le parti di impianto debbano essere considerate "opera civile funiviaria d'infrastruttura", e che pertanto le indicazioni del § 15.5.1 del DI debbano essere applicate in modo omogeneo e coerente a tutte le opere civili di infrastruttura così come meglio dettagliate nelle presenti Linee Guida.**

10 MODIFICHE AD IMPIANTI ESISTENTI

Criticità 1: Ripercussioni sul dimensionamento strutturale delle opere civili funiviarie di infrastruttura a seguito di variazioni delle azioni funiviarie quali ad esempio un aumento di portata dell'impianto. Necessità di ricalcolo e di adeguamento ai sensi delle NTC.

Riferimento DI: NR

Proposta operativa:

Considerato che:

- al § 8.4.1 le NTC prevedono l'obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione quando si apportino variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%,
- la Circolare esplicativa, al § C.8.3, in merito a tale valutazione della sicurezza afferma che *“è evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio, più complessa è la situazione che si determina nei momenti in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione [...]*

si propone che:

- qualora il nuovo calcolo di linea (eseguito in base alle norme funiviarie utilizzate per il progetto dell'impianto) **non origini incrementi delle azioni globali (in termini di valori caratteristici) in fondazione superiori al 10%, non venga eseguita nessuna ulteriore valutazione della sicurezza né intervento di adeguamento ai sensi delle NTC;**
- viceversa, qualora l'**incremento delle azioni globali (in termini di valori caratteristici) in fondazione in virtù della nuova configurazione dell'impianto superi il 10%**, ai sensi del § 8.4.1 delle NTC **la valutazione della sicurezza dovrà essere condotta ai sensi delle NTC stesse** (ivi comprese le azioni ambientali) e, se del caso, messi in atto gli opportuni interventi di adeguamento, anche considerando la vita residua dell'opera e l'influenza di tale fattore sulla quantificazione delle azioni da essa dipendenti.

Resta inteso che, qualora gli incrementi delle azioni globali (in termini di valori caratteristici) non superino il 10%, le modifiche apportate dovranno garantire i coefficienti di sicurezza previsti ed utilizzati per il progetto originario dell'impianto.

Criticità 2: Modifiche “locali” ad un impianto esistente (ad esempio, sostituzione di due sostegni di linea con un unico sostegno a doppio effetto, ecc...). Necessità di ricalcolo e di adeguamento ai sensi delle NTC.

Riferimento DI: NR

Proposta operativa:

Si ritiene che ai sensi del § 8.4.3 tali modifiche rientrino tra gli “interventi locali”. Si propone che:

- il **calcolo di linea** possa essere condotto con riferimento alla **normativa funiviaria vigente al momento della costruzione dell'impianto**, con l'applicazione delle conseguenti azioni di tipo funiviario;

- per le restanti azioni, ed in particolar modo **per le azioni ambientali direttamente agenti sull'elemento oggetto della modifica, si utilizzino le NTC;**
- per il successivo **dimensionamento strutturale e la verifica di tutte le parti di impianto nuove e/o modificate** e di quelle che, a seguito del nuovo calcolo di linea, dovessero evidenziare incrementi delle azioni globali (in termini di valori caratteristici) in fondazione superiori al 10%, **si utilizzino le NTC.**

Resta inteso che, qualora gli incrementi delle azioni globali (in termini di valori caratteristici) non superino il 10%, le modifiche apportate dovranno garantire i coefficienti di sicurezza previsti ed utilizzati per il progetto originario dell'impianto.

11 VERIFICHE STRUTTURALI

11.1 Norme di riferimento

Criticità 1: In alcuni casi la verifica degli elementi in acciaio è stata condotta ai sensi della CNR 10011 (che è stata ritirata senza sostituzione) o ai sensi delle DIN tedesche. Va quindi chiarito il quadro delle norme di riferimento accettate ed utilizzabili, tenendo presente che le NTC, per quanto non contenuto nelle norme stesse, richiamano primariamente gli Eurocodici.

Riferimento DI: § 15.2

Proposta operativa:

Conformemente con quanto indicato al § 15.2, le verifiche degli elementi metallici andranno condotte primariamente in base alle indicazioni contenute nel § 4.2 delle NTC e nella circolare esplicativa, che fornisce dettagli ulteriori in merito alle formule di verifica da utilizzare nelle diverse condizioni di sollecitazione degli elementi. Qualora tali riferimenti si rivelino non esaustivi e permangano ancora situazioni di “vuoto normativo”, nel rispetto della gerarchia delle fonti e dei criteri utilizzati per risolvere le antinomie giuridiche (le leggi non sono abrogate che da leggi posteriori per dichiarazione espressa del legislatore, o per incompatibilità tra le nuove disposizioni e le precedenti o perché la nuova legge regola l'intera materia già regolata dalla legge anteriore), si dovrà fare riferimento alle seguenti norme, elencate in ordine gerarchico:

- Eurocodice 3,
- CNR 10011/97,
- Altre fonti normative.

Si precisa che il ricorso ad altre norme specifiche non recepite dall'Italia (quali, ad esempio, le norme tedesche DIN) non è ammesso, ad eccezione dei soli casi di “vuoto normativo” che non siano colmati da nessuna delle norme precedentemente elencate.

12 VERIFICHE GEOTECNICHE

12.1 Generalità

Criticità 1: In diversi casi le verifiche geotecniche delle fondazioni delle stazioni e dei sostegni di linea sono stati trattati in modo differente poiché ricondotti ad opera civile (le prime) o ad impianto funiviario (i secondi), e quindi facendo riferimento rispettivamente alle NTC o alla EN 13107 che, almeno nella versione attuale, si discosta anche in modo importante dalle NTC. Occorre quindi chiarire quale debba essere l'approccio da utilizzare nella verifica di tali elementi.

Riferimento DI: § 15.9, § 15.11

Proposta operativa:

Considerato il fatto che il contenuto delle NTC, per quanto concerne le modalità di verifica delle opere geotecniche, risulta completo e in tutto applicabile anche agli impianti a fune, facendo riferimenti ai principi generali di gerarchia delle fonti normative, si ritiene che **le norme di riferimento da utilizzare per lo sviluppo di tali verifiche siano le NTC, e che a queste ci si debba attenere sia per il dimensionamento delle fondazioni delle stazioni che per quello dei sostegni, a meno che la EN 13107 non sia più restrittiva per ragioni chiaramente legate alle peculiarità degli impianti a fune (ad esempio nell'imporre la fondazione interamente compressa sotto l'azione del vento massimo in esercizio, concetto tipico degli impianti a fune e quindi non riportato nelle NTC).**

Criticità 2: Ai sensi del § 15.11.1, secondo comma, del DI, e poiché non di rado è fonte di discussione con qualche collaudatore statico, il peso proprio del terreno sopra le fondazioni di linea e delle opere di forza viene trascurato, mentre all'estero viene generalmente considerato tra i carichi permanenti.

Riferimento DI: § 15.11.1

Proposta operativa:

Considerato che la nuova versione della EN 13107 prevede che "However, permanently existing earth loads shall be taken into consideration", **si propone, alternativamente all'ultimo periodo del § 15.11.1, il seguente** (verrà proposta la modifica del § 15.11.1 del DI):

"Per quanto attiene al contributo del peso proprio del terreno sovrastante le fondazioni, nel caso in cui questo venga considerato come carico permanente agente dovrà essere esplicitamente indicato nelle tavole di progetto, specificando l'altezza di ricoprimento minima ed il peso specifico impiegato nelle verifiche. Queste stesse informazioni, fondazione per fondazione, dovranno quindi essere riportate nella relazione sulle condizioni e sui limiti di esercizio dell'impianto di cui al § 2.1.2, lettera t) del DI, nonché nel Regolamento di esercizio dell'impianto stesso".

12.2 Verifica di stabilità globale

Criticità 1: In molti casi la verifica di stabilità globale del versante interessato dalla realizzazione dell'impianto viene omessa, mentre è necessario dimostrare che quest'ultimo non incide sulla stabilità intrinseca del sito.

Riferimento DI: § 15.11

Proposta operativa:

Si ribadisce che, ai sensi del § 6.4.1 e del § 6.4.2.1 delle NTC, “nel caso di opere su pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura necessari alla sua realizzazione”. Tale verifica potrà essere omessa solamente in quei casi in cui risulti evidente la sua non criticità (ad esempio in presenza di profilo suborizzontale del terreno), e comunque sulla base di adeguate considerazioni tecniche.

Si rammenta che, ai sensi del § 6.4.2.1 delle NTC, **la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2=1,1.**

La scelta della metodologia più corretta per la valutazione della stabilità globale dell'insieme terreno-opera è lasciata alla sensibilità del progettista, tuttavia si rammenta che è correntemente impiegata quella dell'equilibrio limite.

12.3 Verifica al ribaltamento

Criticità 1: Esplicitare, sulla base delle indicazioni del Capitolo 6 delle NTC, l'approccio da utilizzare per la verifica al ribaltamento e le formulazioni da adottare nel caso di una fondazione superficiale (relativa ad una stazione o ad un sostegno di linea).

Riferimento DI: § 15.11

Proposta operativa:

Si rammenta che la verifica al ribaltamento consiste in una **verifica di equilibrio di corpo rigido** che non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione ed il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali. In base a tale definizione, essa è quindi classificata come verifica di tipo **EQU** (cfr. § C.6.2.3.1 della Circolare esplicativa), ed i coefficienti parziali sulle azioni da utilizzare sono riepilogati in Tabella 6.2.I delle NTC. Qualora si porti in conto anche l'azione ribaltante o stabilizzante del terreno, si devono utilizzare per essa i coefficienti parziali del gruppo M2 (Tabella 6.2.II delle NTC).

Perché la verifica risulti soddisfatta è necessario che il momento prodotto dalle azioni stabilizzanti sia superiore a quello prodotto dalle azioni che hanno un effetto ribaltante:

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1$$

Si evidenzia che nella relazione precedente non è fatta alcuna distinzione circa la natura delle azioni che producono momento, ovvero è **indifferente che a produrre un effetto stabilizzante sia un'azione “interna” al plinto** (quale il peso proprio) o **“esterna”** (quale ad esempio il carico verticale generato dal peso della neve sulle pedane di manutenzione), ciò che conta è il tipo di momento che tale forza produce; così, nel caso di un sostegno di appoggio, l'azione verticale trasmessa dalla fune (che tende a “schiacciare” il sostegno) genererà un momento stabilizzante, mentre nel caso di un sostegno di ritenuta (in cui l'azione verticale trasmessa dalla fune tende a “sollevare” il sostegno) genererà un momento ribaltante, sebbene si tratti in entrambi i casi di un'azione “esterna” alla fondazione. Peraltro, ai fini della valutazione del coefficiente di sicurezza,

nell'intorno di $FS = 1$ il risultato è analogo se si considera la forza verticale negativa come un alleggerimento del sostegno o come una forza che genera momento ribaltante.

Nel caso di un sostegno tralicciato (quale ad esempio quello di una funivia bifune), si evidenzia che la verifica al ribaltamento non deve essere condotta con riferimento alle azioni che si scaricano sul singolo "piede di fondazione", perché questa condizione, per realizzarsi, implicherebbe la rottura dell'elemento strutturale che trasmette tali forze, quindi non più un puro meccanismo di corpo rigido. Quindi l'effetto stabilizzante o ribaltante delle azioni deve essere valutato avendo come corpo rigido di riferimento l'intero sostegno, e come impronta di fondazione a terra quella che involupa tutti i piedi di fondazione.

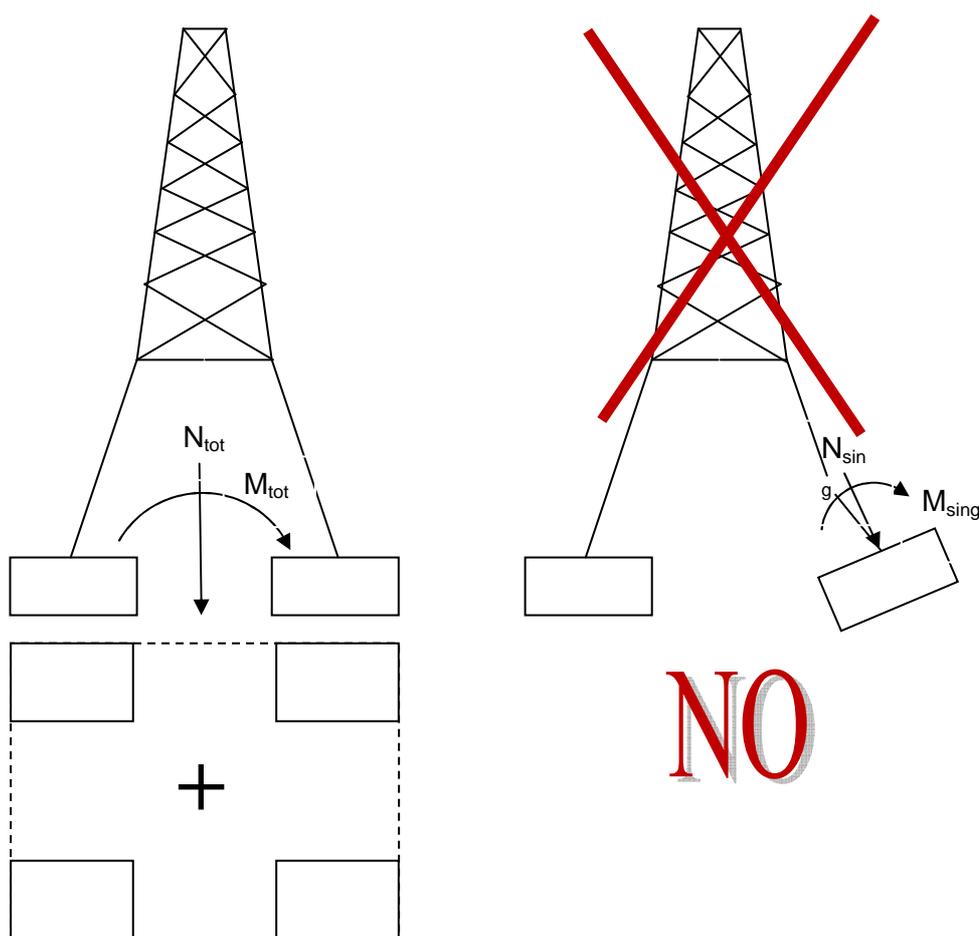


Figura 2 – Verifica a ribaltamento di un sostegno a traliccio

Un caso particolare è rappresentato dalle fondazioni su micropali. Infatti, ai sensi del § 15.12 del DI, questi sono ammessi, in quanto assimilabili a tiranti di tipo passivo, "unicamente quando le verifiche di equilibrio agli SLE dell'opera sono soddisfatte senza considerare il contributo dei tiranti stessi". In tal caso occorre distinguere due situazioni:

- 1) plinto isolato fondato su micropali: in tal caso le verifiche al ribaltamento eseguite **con i valori caratteristici delle azioni** devono risultare positive **senza** tenere conto del contributo fornito dai micropali che, invece, **possono essere presi in conto per il raggiungimento dei prescritti fattori di sicurezza allo SLU**;
- 2) sostegno a traliccio con plinti fondati su micropali: in tal caso le verifiche geotecniche della fondazione si distinguono in verifiche globali e locali:

- a livello globale, ossia considerando il modello traliccio nel suo complesso (v. Figura 2, a sinistra), le verifiche allo SLU per ribaltamento, eseguite secondo le combinazioni delle azioni prescritte dalle NTC, dovranno essere condotte **senza** tenere conto del contributo fornito dai micropali;
- a livello locale, ossia considerando le forze agenti allo spiccatto della singola fondazione, dovrà essere data dimostrazione che, per effetto delle condizioni di carico peggiori con il vento in esercizio, allo SLE l'impronta dei plinti risulti interamente compressa, ed **il contributo dei micropali sia quindi finalizzato al solo raggiungimento dei prescritti fattori di sicurezza allo SLU.**

Criticità 2: La definizione di tirante passivo di cui al § 15.12 del DI non è particolarmente chiara quando parla di “verifiche di equilibrio agli SLE”, in quanto le verifiche di equilibrio sono verifiche tipiche dello SLU.

Riferimento DI: § 15.12

Proposta operativa:

La dicitura “verifiche di equilibrio agli SLE” deve essere interpretata come “verifica di equilibrio globale della struttura (EQU) eseguita con i valori caratteristici delle azioni”.

12.4 Verifica allo scorrimento

Criticità 1: Esplicitare, sulla base delle indicazioni del Capitolo 6 delle NTC, l'approccio da utilizzare per la verifica allo scorrimento e le formulazioni da adottare nel caso di una fondazione superficiale (relativa ad una stazione o ad un sostegno di linea).

Riferimento DI: § 15.11

Proposta operativa:

Innanzitutto si rammenta che la verifica allo scorrimento si configura come una **verifica allo SLU di tipo GEO** (cfr. § 6.4.2.1 delle NTC e § C.6.2.3.1 della Circolare esplicativa) in quanto, per realizzarsi, prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione sino al raggiungimento del suo valore limite, con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno - struttura. In base a tale definizione, il § 6.4.2.1 stabilisce la possibilità di effettuare tale verifica sia secondo l'**Approccio 1** (ed in tal caso la combinazione dimensionante risulta di solito la n. 2, A2+M2+R2), sia secondo l'**Approccio 2** (ed in tal caso la combinazione è unica A1+M1+R3), utilizzando i coefficienti parziali riepilogati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC.

Perché la verifica risulti soddisfatta è necessario che la forza di taglio che si mobilita al contatto terreno-fondazione per effetto del carico verticale e del coefficiente di attrito terreno-fondazione sia superiore alla forza di taglio agente allo spiccatto della fondazione per effetto dei carichi sollecitanti in tal senso:

$$\frac{H_S}{H_R \times \gamma_R} \geq 1$$

Dove H_S è il taglio agente, H_R è il taglio resistente (funzione del carico verticale N_s complessivamente agente sulla superficie di contatto terreno-fondazione e dell'angolo di attrito ϕ') e γ_R è il coefficiente parziale della resistenza di cui alla tabella 6.4.I delle NTC; in particolare:

- in presenza di azioni taglianti nelle due direzioni principali X e Y, la forza agente H_s rappresenta il risultato della composizione di tali azioni: $H_s = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$;
- $H_R = tg\phi' \times N_s = tg\phi' \times (\sum G_i + F_z)$, dove G_i rappresentano i carichi permanenti di sostegno e fondazione ed F_z l'azione verticale (con segno) derivante dai carichi applicati e trasmessa in fondazione dal sostegno.

Si precisa che nelle relazioni precedenti sono stati omissi i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici del terreno γ_F e γ_M di cui alle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC.

12.5 Verifica di portanza

Criticità 1: Eseguire la verifica di portanza di una fondazione superficiale conformemente con quanto previsto al § 15.11.1 del DI.

Riferimento DI: § 15.11.1

Proposta operativa:

Innanzitutto si rammenta che la verifica di portanza (o capacità portante) si configura come una **verifica allo SLU di tipo GEO** (cfr. § 6.4.2.1 delle NTC e § C.6.2.3.1 della Circolare esplicativa) in quanto, per realizzarsi, prevede il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno - struttura. In base a tale definizione, il § 6.4.2.1 stabilisce la possibilità di effettuare tale verifica sia secondo l'**Approccio 1** (ed in tal caso la combinazione dimensionante risulta di solito la n. 2, A2+M2+R2), sia secondo l'**Approccio 2** (ed in tal caso la combinazione è unica A1+M1+R3), utilizzando i coefficienti parziali riepilogati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC.

Perché la verifica risulti soddisfatta è necessario che la resistenza di progetto, che è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nel terreno di fondazione, sia superiore all'azione di progetto, che è la componente in direzione normale al piano di posa della risultante di tutte le forze agenti:

$$\frac{N_s}{N_R \times \gamma_R} \geq 1$$

Dove N_s è il carico agente in direzione normale al piano di posa, N_R è il carico limite resistente nel terreno (dato dall'**espressione trinomia derivante dal metodo di Terzaghi**, funzione dell'angolo di attrito ϕ' e della coesione c' , che considera i contributi del peso del terreno all'interno della superficie di scorrimento, la coesione agente lungo la superficie di scorrimento ed il sovraccarico applicato a lato della fondazione) e γ_R è il coefficiente parziale della resistenza di cui alla tabella 6.4.I delle NTC.

Si precisa che, come indicato nella Circolare esplicativa (cfr. § C.6.4.2.1.), nell'impiego dell'espressione trinomia per la valutazione del carico limite, i valori di progetto dei parametri di resistenza (c'_d , ϕ'_d) devono essere impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante (N_{γ} , N_c , N_q), sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti intervengano.

12.6 Cedimenti

Criticità 1: Nella maggior parte dei casi le relazioni di calcolo non riportano alcuna indicazione in merito alla valutazione dei cedimenti delle fondazioni ed alla loro compatibilità con il sovrastante impianto funiviario.

Riferimento DI: § 15.9.3, § 15.11.1

Proposta operativa:

I cedimenti, come richiamato al § 6.4.2.2 delle NTC, al § C.6.4.2.2 della Circolare applicativa e al § 11.1.3 della nuova EN 13107, fanno parte delle verifiche allo SLE della fondazione diretta. **Si ribadisce quindi la necessità di considerare tale aspetto, quantificando l'entità dei cedimenti con metodi empirici o analitici di comprovata validità oppure effettuando valutazioni di altro tipo** (ad esempio in merito alle condizioni geostatiche dei terreni di imposta ed alla natura delle azioni squilibranti gravanti sulle fondazioni, tipicamente cicliche e di breve durata per questa tipologia di costruzioni), ma tali da poter affermarne la compatibilità con il corretto funzionamento dell'impianto.

12.7 Verifiche geotecniche in condizioni sismiche

Criticità 1: Le verifiche geotecniche nelle combinazioni sismiche devono essere sviluppate in base al § 7.11 delle NTC (ed in particolare § 7.11.1 e § 7.11.5).

Riferimento DI: § 15.11, § 15.13

Proposta operativa:

Conformemente al § 7.11.1 delle NTC, le verifiche geotecniche in condizioni sismiche (cioè nelle combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica) sono limitate allo SLU, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (quindi utilizzando i relativi valori caratteristici), ed impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Capitolo 6.

In particolare la Circolare esplicativa fornisce, al § C.7.11.5.3.1, alcune indicazioni puntuali per lo sviluppo di tali verifiche.

12.8 Tiranti passivi

Criticità 1: Prove di carico e modalità di collaudo dei tiranti passivi.

Riferimento DI: § 15.12

Proposta operativa:

Le NTC, al § 6.6.4, indicano le modalità di prova e di collaudo dei tiranti di ancoraggio in generale, prescrivendo l'effettuazione di un campo prove proporzionato al numero di ancoraggi previsti a progetto, ed il successivo collaudo di tutti gli ancoraggi eseguiti.

Si ritiene che i tiranti passivi rientrino nel campo di applicazione del suddetto § 6.6.4 delle NTC qualora anche solo in una delle combinazioni allo SLE risultino sollecitati a trazione. In tal caso:

- dovrà prevedersi, in prossimità dell'opera in progetto, in modo da garantire un contesto geotecnico analogo, l'esecuzione di un numero di ancoraggi preliminari di prova (campo prova)

conforme al § 6.6.4 delle NTC, e su tali ancoraggi preliminari (non utilizzabili per l'impiego successivo) dovrà essere condotta una prova di sfilamento;

- il collaudo dovrà essere effettuato su tutti gli ancoraggi che, anche solo in una delle combinazioni allo SLE, risultino sollecitati a trazione, secondo le modalità prescritte al § 6.6.4 delle NTC, ovvero eseguendo un semplice ciclo di carico e scarico, sottoponendo il tirante ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio (SLE) e verificando la compatibilità degli allungamenti misurati con i limiti di progetto e con le misure eseguite sugli ancoraggi preliminari di prova.

13 PRESENTAZIONE DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

Criticità 1: Le relazioni di calcolo strutturale non seguono sempre i criteri enunciati al § 15.14.2 e al § 15.14.3 del DI.

Riferimento DI: § 15.14.2, § 15.14.3

Proposta operativa:

Oltre a ribadire quanto indicato sia ai §§ 15.14.2 e 15.14.3 del DI e al Capitolo 10.2 delle NTC si evidenziano gli aspetti che devono essere particolarmente curati nel redigere le relazioni di calcolo:

- rappresentare graficamente i principali schemi statici utilizzati, indicando i punti di applicazione delle diverse azioni agenti;
- rendere ripercorribile il calcolo delle azioni elementari che agiscono sulle strutture, evidenziando in forma letterale le formule di base utilizzate per il loro calcolo;
- esplicitare le combinazioni di carico considerate, evidenziando tutti i coefficienti di combinazione utilizzati in ciascuna di esse (con gli opportuni rimandi normativi); a tale scopo possono essere utili delle tabelle di riepilogo che riportino sulle righe le azioni elementari considerate e sulle colonne le combinazioni di carico, in modo che in ciascuna cella possa essere inserito il coefficiente di combinazione utilizzato per ogni azione elementare in ogni combinazione di carico considerata;
- esplicitare le principali formule di verifica utilizzate (soprattutto in ambito geotecnico), facendo tutti gli opportuni riferimenti bibliografici e normativi.

Criticità 2: Lingue utilizzabili per i documenti di progetto.

Riferimento DI: § 2.2

Proposta operativa:

Tutti i documenti ed i relativi allegati devono essere redatti, di principio, in lingua italiana. Nelle regioni e nelle provincie autonome in cui, per Statuto, altre lingue sono parificate a quella italiana, è ammessa la redazione di documenti in lingua parificata (ad esempio il francese in Valle d'Aosta e il tedesco in Trentino - Alto Adige).

14 SISTEMI STRUTTURALI DI DIFESA PASSIVA CONTRO IL RISCHIO VALANGHE

Criticità 1: La clausola, interpretata letteralmente, sembra vietare (ad esempio) di incorporare i sistemi di difesa passiva (ad esempio cunei deviatori) dalle masse nevose nelle fondazioni dei sostegni di linea, cosa che è invece regolarmente permessa in altri stati europei.

Riferimento DJ: § 2.1.2., lettera g), punto 2.a)

Proposta operativa:

La questione è stata recentemente sollevata dall'ANITIF in occasione di uno degli incontri periodici tra le Autorità di sorveglianza periferiche ed il Ministero (cfr. Verbale n. 01/2014). ANITIF ha inviato al Ministero una memoria al riguardo. Le eventuali aperture del Ministero che dovessero derivare sul tema verranno quindi integrate ed eventualmente maggiormente dettagliate all'interno delle presenti Linee Guida.

15 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- 1) D.M. 14-01-2008 *“Norme tecniche per le costruzioni”*
- 2) Circolare esplicativa 02-02-2009 n. 617 *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”*
- 3) Decreto n. R.D. 337 del 16-11-0212 *“Disposizioni e prescrizioni tecniche per le infrastrutture degli impianti a fune adibiti al trasporto di persone. Armonizzazione delle norme e delle procedure con il decreto legislativo 12 giugno 2003, n.210, di attuazione della Direttiva Europea 2000/9/CE”*
- 4) UNI EN 13107:2005 *“Requisiti di sicurezza per gli impianti a fune progettati per il trasporto di persone – opere di ingegneria civile”*
- 5) Lancellotta R., Calavera J., *“Fondazioni”*, Milano, ed. McGraw-Hill Libri Italia srl, 1999
- 6) Barbolini M., Ferro F., *“Definizione dei Valori di Progetto di Parametri Nivometrici Standard per la Prevenzione del Rischio Valanghivo sul Territorio Valdostano”*, Regione Autonoma Valle d'Aosta, 2005
- 7) Regione Autonoma Valle d'Aosta - Dipartimento trasporti – Struttura infrastrutture funiviarie, Lettera prot. 2433/SIF del 02/02/2012 avente per oggetto *“Richiesta chiarimenti gerarchia delle fonti normative. Parere”*
- 8) UNI EN 1998-6:2005 *“Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 6: Torri, pali e camini”*.