

# > Construction d'ouvrages paravalanches dans la zone de décrochement

*Aide à l'exécution: directive technique*



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Office fédéral de l'environnement OFEV

SLF  
ENA  
SNV  
PNL



WSL  
Institut fédéral  
pour l'étude de  
la Neige et des  
Avalanches ENA



04  

---

07

# > Construction d'ouvrages paravalanches dans la zone de décrochement

*Aide à l'exécution: directive technique*

### **Valeur juridique de cette publication**

La présente publication est une aide à l'exécution élaborée par l'OFEV en tant qu'autorité de surveillance. Destinée en premier lieu aux autorités d'exécution, elle concrétise des notions juridiques indéterminées provenant de lois et d'ordonnances et favorise ainsi une application uniforme de la législation. Si les autorités d'exécution en tiennent compte, elles peuvent partir du principe que leurs décisions seront conformes au droit fédéral. D'autres solutions sont aussi licites dans la mesure où elles sont conformes au droit en vigueur. Les aides à l'exécution de l'OFEV (appelées jusqu'à présent aussi directives, instructions, recommandations, manuels, aides pratiques) paraissent dans la collection « L'environnement pratique ».

### **Impressum**

#### **Éditeur**

Office fédéral de l'environnement (OFEV)  
L'OFEV est un office du Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication (DETEC).  
WSL Institut Fédéral pour l'Étude de la Neige et des Avalanches ENA

#### **Auteur de l'édition remaniée**

S. Margreth, Unité de Recherche Système d'Alerte et Prévention, WSL Institut Fédéral pour l'Étude de la Neige et des Avalanches ENA, Davos

#### **Suivi du projet, Conseiller OFEV**

Reto Baumann, Division Prévention des risques, OFEV

#### **Suivi du projet, Conseillers CEAC**

R. Baumann, président de la CEAC, Division Prévention des risques, OFEV  
J. Marx, Office des forêts et de la chasse du canton d'Uri  
H. Buri, chef de la Division des dangers naturels du canton de Berne

#### **Adaptation scientifique ENA**

S. Margreth (chef de projet), F. Leuenberger, T. Lundström, M. Auer, R. Meister

#### **Comité de lecture**

W. Ammann, Directeur-suppléant WSL; A. Böll, WSL;  
R. Rügger, Bureau d'ingénieur

#### **Référence bibliographique**

Margreth, S., 2007: Construction d'ouvrages paravalanches dans la zone de décrochement. Aide à l'exécution: directive technique. L'environnement pratique n° 0704. Office fédéral de l'environnement Berne, WSL Institut Fédéral pour l'Étude de la Neige et des Avalanches ENA, Davos. 137 S.

#### **Traduction**

M. Dousse, Steinhausen

#### **Mise en page**

U. Nöthiger-Koch, Uerkheim

### **Photo de couverture**

Filet d'un paravalanche à Duchli, au-dessus de Davos (2001), ENA, S. Margreth

### **Commande**

OFEV  
Documentation  
CH-3003 Berne  
Fax +41 (0) 31 324 02 16  
docu@bafu.admin.ch  
[www.bafu.admin.ch/uv-0704-f](http://www.bafu.admin.ch/uv-0704-f)

Numéro de commande :

UV-0704- F

Cette publication est également disponible en allemand, en italien et en anglais (UV-0704-D, UV-0704-I, UV-0704-E).

© OFEV / WSL 2007.

# > Table des matières

<b>Abstracts</b>	<b>5</b>		
<b>Avant-propos</b>	<b>7</b>		
<b>Objectif et base légale de la directive technique</b>	<b>9</b>		
<hr/>			
<b>1</b>	<b>Champ d'application</b>	<b>11</b>	
1.1	Définition	11	
1.2	Référence aux normes SIA	11	
1.3	Autres mesures de protection	12	
<hr/>			
<b>2</b>	<b>Explications</b>	<b>13</b>	
2.1	Organisations	13	
2.2	Termes techniques	13	
2.3	Unités de mesure et remarques à propos des symboles	16	
2.4	Symboles	16	
<hr/>			
<b>3</b>	<b>Étude du projet d'ouvrages de stabilisation de la neige</b>	<b>19</b>	
3.1	Genèse des avalanches	19	
3.2	Tâche et effet d'un ouvrage de stabilisation	21	
3.3	Types d'ouvrages	22	
3.4	Étendue et disposition des ouvrages de stabilisation	23	
3.5	Hauteur de neige	28	
3.6	Hauteur d'ouvrage	32	
3.7	Espacement des ouvrages	33	
3.8	Intervalles latéraux entre les ouvrages	41	
3.9	Longueur des tabliers continus	42	
3.10	Conditions locales influençant la pression de la neige	43	
3.11	Conditions de fondation des ouvrages	45	
<hr/>			
<b>4</b>	<b>Effets généraux de la pression de la neige</b>	<b>46</b>	
4.1	Généralités	46	
4.2	Composante parallèle à la pente de la pression de neige	46	
4.3	Composante perpendiculaire à la pente de la pression de neige	47	
<hr/>			
4.4	Surcharge de tabliers déversés	48	
4.5	Forces marginales	49	
4.6	Pression de neige sur les éléments minces d'un ouvrage	50	
4.7	Forces latérales	51	
<hr/>			
<b>5</b>	<b>Dimensionnement des ouvrages de stabilisation composés</b>	<b>52</b>	
5.1	Matériaux	52	
5.2	Analyse et dimensionnement de la console	54	
5.3	Forme de construction	59	
5.4	Exécution et maintenance des ouvrages	59	
5.5	Actions s'exerçant sur la console	61	
5.6	Actions s'exerçant sur le tablier	68	
5.7	Exécution et dimensionnement de la console	70	
5.8	Exécution et dimensionnement du tablier	73	
5.9	Exécution et dimensionnement de la fondation	78	
<hr/>			
<b>6</b>	<b>Utilisation de mortier d'ancrage dans les ouvrages paravalanches</b>	<b>100</b>	
6.1	Généralités	100	
6.2	Mortier d'ancrage d'usage courant	101	
6.3	Mortier d'ancrage destiné à l'utilisation dans les pergélisols	104	
<hr/>			
<b>7</b>	<b>Ouvrages paravalanches dans les pergélisols</b>	<b>106</b>	
7.1	Généralités	106	
7.2	Reconnaissance du site de construction	109	
7.3	Évaluation de la sensibilité du sous-sol à la reptation	114	
7.4	Mesures de protection paravalanche dans les pergélisols	116	
7.5	Ancrage dans les pergélisols (matériaux meubles ou roche)	121	
7.6	Utilisation du mortier dans les pergélisols	124	
7.7	Maintenance	125	
7.8	Déroulement: procédure à suivre pour l'étude d'un projet	126	

---

<b>8</b>	<b>Homologation</b>	<b>128</b>
8.1	But	128
8.2	Objets soumis à l'homologation	128
8.3	Déroulement administratif	129
8.4	Exigences	130
8.5	Examens	130
8.6	Documents requis	132
8.7	Coûts de l'examen	134
8.8	Validité de l'homologation	134
8.9	Liste des types d'ouvrages et de mortiers d'ancrage	134
8.10	Confidentialité et communication à des tiers	134
<hr/>		
<b>Annexe</b>		<b>135</b>
Figures		135
Tableaux		136

## > Abstracts

The technical guideline regulates the planning of snow supporting structures and the dimensioning of separated structures. The procedures and criteria for type approval, together with the requirements for supporting structures and anchor grout are specified. Further, an overview of the effects of snow pressure and instructions on the planning of defense structures in permafrost are given. The guideline draws heavily on past experience gained with supporting structures, and is complementary to the relevant SIA standards. It is directed towards designers and project engineers.

Die vorliegende technische Richtlinie regelt die Projektierung von Stützverbauungen und die Bemessung von gegliederten Stützwerken. Der Ablauf der Typenprüfung und die Prüfkriterien sowie Anforderungen an Stützwerke und Ankermörtel werden festgelegt. Weiter wird eine allgemeine Übersicht über die Schneedruckwirkung gegeben sowie Angaben gemacht, wie Lawinerverbauungen im Permafrost zu planen sind. Die technische Richtlinie stützt sich stark auf die in der Vergangenheit im Stützverbau gemachten Erfahrungen ab und ergänzt die einschlägigen SIA-Normen. Sie richtet sich an Konstrukteure und Projektverfasser.

La présente directive régleme l'élaboration du projet de construction de paravalanches et le dimensionnement des ouvrages de stabilisation composés. Elle définit le déroulement de l'examen des types d'ouvrages, les critères du test ainsi que les exigences liées aux ouvrages de protection et aux mortiers d'ancrage. Un aperçu général des effets de la pression de la neige et des indications sur la planification des paravalanches dans le pergélisol y sont également présentés. Largement inspirée de l'expérience acquise, cette directive complète les normes SIA en vigueur. Elle s'adresse aux constructeurs et aux auteurs de projets.

Questa direttiva tecnica disciplina la progettazione delle opere di premunizione e il dimensionamento di opere di sostegno strutturate, stabilisce lo svolgimento dell'omologazione dei tipi di strutture e i criteri di esame e fissa i requisiti posti per le opere di sostegno e la malta di ancoraggio. Inoltre, fornisce una panoramica generale della pressione esercitata dalla neve sulle opere di sostegno e indica come pianificare le opere di premunizione contro le valanghe nel permafrost. La direttiva poggia in gran parte sulle esperienze acquisite in passato nell'ambito delle opere di premunizione e integra le vigenti norme SIA. Si rivolge a costruttori e progettisti.

**Keywords:**

Defense structures,  
avalanche protection,  
type approval,  
guideline,  
permafrost

**Stichwörter:**

Stützverbau,  
Lawinenschutz,  
Typenprüfung,  
Richtlinie,  
Permafrost

**Mots-clés :**

Ouvrage de stabilisation,  
protection contre les avalanches,  
examen des types d'ouvrages,  
directive,  
pergélisol

**Parole chiave:**

opere di premunizione,  
protezione contro le valanghe,  
omologazione dei tipi di strutture,  
direttiva,  
permafrost



## > Avant-propos

En plus de la forêt protectrice, les ouvrages de stabilisation de la neige constituent la principale protection contre les avalanches en Suisse. Cette protection consiste souvent en une combinaison de mesures biologiques et techniques. Il existe aujourd'hui plus de 500 km d'ouvrages permanents et quelque 150 km d'ouvrages temporaires combinés avec des reboisements. Durant l'hiver de 1999, les ouvrages modernes ont réussi leur test d'efficacité en évitant un grand nombre d'avalanches dommageables. En Suisse, les principaux ouvrages de protection sont construits. Il ne reste qu'à les entretenir – tel est le grand défi de demain.

Depuis les terrasses en maçonnerie, les ouvrages de stabilisation en béton, puis en aluminium, jusqu'aux claires métalliques modernes fondées sur des ancrages et des micropieux, c'est une longue évolution qui a été suivie. Les matériaux de construction, les résultats de la recherche tout comme l'expérience acquise sont autant d'atouts qui reflètent l'état de la technique, en constante progression. Le contenu de cette directive technique, reconnue en Suisse et à l'étranger, porte l'empreinte scellée par Bruno Salm depuis les années 50, puis par Stefan Margreth, collaborateurs de l'Institut fédéral pour l'étude de la neige et des avalanches ENA. Tous deux ont œuvré en collaboration avec le Laboratoire fédéral d'essai des matériaux EMPA et avec les praticiens de la Commission fédérale d'experts en avalanches et chutes de pierres (CEAC). La présente version actualisée de cette directive est le résultat d'une évolution de plus de 50 ans. Comparée à la dernière édition de 1990, celle d'aujourd'hui est adaptée aux récentes normes de la SIA sur les structures porteuses. Elle est restructurée et enrichie des connaissances acquises, notamment durant le mémorable hiver 1999. Les chapitres intitulés Examen des types d'ouvrages et Utilisation de mortier d'ancrage dans les ouvrages paravalanches y sont également intégrés.

Selon l'art. 36 de la LFo, des subventions fédérales ne sont allouées pour la construction d'ouvrages de protection que si ces types d'ouvrages et les mortiers d'ancrage sont officiellement testés et homologués. La présente directive technique définit les exigences imposées en la matière. L'Office fédéral de l'environnement tient une liste des types d'ouvrages et des mortiers d'ancrage homologués.

Les effets qu'exerce la pression de la neige sur les paravalanches sont très complexes. Toutes ces actions et les modèles de charge sont présentés ici sous une forme très simplifiée, afin de faciliter le travail des praticiens dans l'application de cette directive. Il convient toutefois de ne pas oublier que, dans la nature, d'autres actions et modèles de charge s'ajoutent encore à ces facteurs. L'utilisateur de ce document doit donc savoir que les exigences auxquelles il doit répondre sont très élevées.

Andreas Götz  
Sous-directeur  
Office fédéral  
de l'environnement (OFEV)

Walter J. Ammann  
Directeur-suppléant  
Institut fédéral de recherches  
sur la forêt, la neige et le paysage (WSL)



## > Objectif et base légale de la directive technique

La présente Directive technique pour la construction d'ouvrages paravalanches dans la zone de décrochement s'appuie sur la loi fédérale du 4 octobre 1991 sur les forêts (loi sur les forêts, LFo; RS 921.0). Cette loi régit les bases et les exigences liées à l'attribution de crédits alloués par la Confédération pour des projets visant à protéger la population et les biens d'une valeur notable contre les catastrophes naturelles (art. 35 et 36 LFo). L'ordonnance du 30 novembre 1992 sur les forêts (OFo; RS 921.01) définit les conditions particulières à remplir pour obtenir des subventions fédérales; elle confie également à l'OFEV la responsabilité d'édicter les directives déterminant à quelles exigences techniques les mesures doivent satisfaire (art. 39, al. 3, OFo). En vertu de l'art. 36 de la LFo, des subventions fédérales ne sont en principe allouées pour la construction d'ouvrages de protection que si ces types d'ouvrages ou les mortiers d'ancrage sont officiellement testés et homologués. Cette directive définit les exigences en la matière. Les objectifs poursuivis à cet effet sont les suivants:

- > offrir un outil de travail aux responsables des projets, de la construction et de l'entretien des ouvrages de stabilisation de la neige;
- > présenter une vue d'ensemble des effets de la pression de la neige;
- > indiquer la manière de dimensionner les ouvrages de stabilisation composés;
- > définir les exigences imposées pour la mise en place des mortiers d'ancrage;
- > déterminer les exigences liées à la construction d'ouvrages paravalanches dans le pergélisol;
- > réglementer le déroulement de l'examen des types d'ouvrage.

Les ouvrages de protection sont généralement implantés en haute montagne sur des pentes raides difficilement accessibles et dotées des sols aux caractéristiques les plus diverses. Pour obtenir un résultat efficace et durable, il est donc indispensable d'adopter des méthodes avérées, simples et peu coûteuses mais garanties d'une construction très résistante. Cette directive est largement inspirée des expériences acquises dans le passé. Voilà pourquoi certaines différences s'inscrivent par rapport à la norme SIA 267 (géo-technique), notamment pour le dimensionnement des fondations et des ancrages.

Les effets de la pression de la neige sur les ouvrages sont très divers. Ils se conjuguent avec des facteurs souvent inconnus et impossibles à éliminer malgré de minutieuses mesures et observations. Les indications données dans cette directive sont très simplifiées par rapport à la réalité. L'utilisateur de ce document doit donc savoir que les exigences auxquelles il doit répondre sont très élevées.

Cette directive technique s'adresse aux constructeurs et aux auteurs de projets. Le chapitre 5 «Dimensionnement des ouvrages de stabilisation composés» et le chapitre 8 «Examen des types d'ouvrages» sont particulièrement destinés aux constructeurs. Les

---

auteurs de projets sont invités à examiner le chapitre 3 «Étude du projet d'ouvrages de stabilisation de la neige » et, selon les circonstances, le chapitre 7 «Ouvrages paravalanches dans les pergélisols».

Si le requérant d'une subvention prouve qu'il remplit les exigences de cette directive en suivant une autre voie tout en garantissant l'obtention d'une qualité équivalente, il peut aussi obtenir une contribution fédérale pour des mesures réalisées à l'aide d'autres solutions techniques.

# 1 > Champ d'application

---

## 1.1 Définition

Cette directive s'applique à l'étude de projets d'ouvrages de stabilisation dans la zone de décrochement d'avalanches.

Les méthodes de calcul et de dimensionnement se rapportent aux ouvrages de stabilisation composés présentant une surface d'appui rigide ou lâche et perpendiculaire ou inclinée d'un angle  $\delta$  par rapport à la ligne de pente.

La directive technique régleme :

- > l'étude sur le terrain du projet de construction d'ouvrages de stabilisation;
- > les exigences relatives aux matériaux de construction;
- > la détermination des effets produits par la pression de la neige sur les ouvrages;
- > le dimensionnement des ouvrages et de leurs fondations et ancrages;
- > l'utilisation des mortiers d'ancrage dans les ouvrages paravalanches;
- > l'implantation de paravalanches dans les pergélisols;
- > l'examen des types d'ouvrages paravalanches.

## 1.2 Référence aux normes SIA

### 1.2.1 Généralités

La présente directive technique complète les normes SIA 261 et 261/1. En l'absence de toute remarque, les normes SIA correspondantes sont à appliquer. Ces normes définissent les règles de l'art à observer en Suisse lors d'une construction (cf. [www.sia.ch](http://www.sia.ch)).

### 1.2.2 Dimensionnement de la superstructure des ouvrages

Les dispositions des normes SIA 262, 263 et 265 s'appliquent au dimensionnement de la superstructure des ouvrages, pour autant qu'aucune autre indication ne figure dans les directives.

### 1.2.3 Dimensionnement de la fondation des ouvrages

Les dispositions de la directive s'appliquent au dimensionnement de la fondation des ouvrages. Dans des cas spéciaux, la norme SIA 267 (géotechnique) peut être appliquée.

---

### 1.3 Autres mesures de protection

Selon les conditions locales, on peut compléter utilement, voire remplacer, les ouvrages de stabilisation par d'autres mesures de protection :

#### 1.3.1 Ouvrages à vent

Ouvrages (parois, écrans, palissades) pouvant influencer le dépôt de neige soufflée par le vent, de façon à :

- > entraver la formation de corniches,
- > ou diminuer le dépôt de neige dans les zones de rupture.

#### 1.3.2 Ouvrage de déviation

Les ouvrages de dimensions proportionnées aux forces des avalanches (digues, murs, épis, galeries, étraves) peuvent servir à dévier, à scinder, à canaliser une avalanche en mouvement ou à en limiter son extension latérale.

#### 1.3.3 Ouvrage de freinage

Les ouvrages dimensionnés en fonction des forces des avalanches pour les recevoir de front ont pour but de les arrêter (digues d'arrêt) ou de réduire leur parcours (coins, cônes freineurs, chevalets freineurs).

## 2 > Explications

### 2.1 Organisations

OFEV	Office fédéral de l'environnement, Berne
CEAC / EKLS	Commission fédérale d'experts en avalanches et en chutes de pierres, Berne
EMPA	Institut fédéral d'essai des matériaux et de recherche, Dübendorf et Saint-Gall
SIA	Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich
ENA	Institut fédéral pour l'étude de la neige et des avalanches, Davos (L'ENA fait partie de l'Institut fédéral de recherches WSL, Birmensdorf)
UCS	Union des centrales suisses d'électricité
WSL	Institut fédéral de recherches sur la forêt, la neige et le paysage, Birmensdorf

### 2.2 Termes techniques

#### Généralités

Effet	Comportement de la console face à diverses actions (solllicitations, contraintes, dimensions de la section, réactions, déformations, etc.; selon la norme SIA 260: 2003).
Résistance du sol de fondation	Limite de résistance du sous-sol (résistance à la butée des terres, à la rupture de fond, au glissement, au cisaillement ; selon la norme SIA 267: 2003).
Dimensionnement	Détermination de la dimension des matériaux (leurs caractéristiques incluses) et de la construction d'une console sur la base de considérations d'ordre architectonique ou technique, ou de calculs justificatifs (selon la norme SIA 260: 2003).
Valeur de dimensionnement	Valeur découlant d'une valeur caractéristique ou autrement représentative, voire issue d'une fonction de valeurs de dimensionnement liée à des facteurs partiels et de conversion, éventuellement aussi une valeur fixée directement dans un calcul justificatif (selon la norme SIA 260: 2003).
Valeur caractéristique	Valeur d'une action, d'une grandeur géométrique ou d'une caractéristique de matériau ou de sol de fondation (moyenne, valeur supérieure ou inférieure) généralement déterminée sur une base statistique ; éventuellement aussi valeur nominale ou valeur prudemment escomptée (selon la norme SIA 260: 2003). Les valeurs caractéristiques n'englobent pas les coefficients de résistance. Les pressions de la neige indiquées dans cette directive sont des valeurs caractéristiques.
Facteur d'influence	Le facteur d'influence d'un élément d'une largeur limitée est le rapport entre la pression de la neige réellement mesurée et celle qui s'exercerait sur la partie d'une paroi continue de même largeur.
Ouvrage isolé	Ouvrage de protection individuel et muni de deux piliers et montants typiques.
Charge	Force due à la gravitation et agissant sur une console (selon la norme SIA 261: 2003).
Champ marginal	Surface sur laquelle les forces marginales s'exercent en présence d'un intervalle de 2 m entre les ouvrages.
Solifluxion	Glissement de sol, glissement en aval ou reptation des couches supérieures du sol meuble et pleinement imbibées d'eau.
Ouvrage de stabilisation	Disposition de plusieurs ouvrages de protection.
Résistance ultime	Limite de la portance d'une structure (selon les normes SIA 260, 262, 263, 265 et 267: 2003).
Action variable	Action discontinue ou inconstante s'exerçant durant une période de référence (selon la norme SIA 260: 2003), p. ex. pression de la neige.
Champ terminal de l'ouvrage	Surface sur laquelle les forces marginales s'exercent à l'extrémité découverte d'un ouvrage.

## Superstructure

Barre, barreau, traverse	Élément formant le tablier de claies ou de râteliers.
Filet	Surface d'appui composée de câbles.
Longrine	Partie de la console (sans contact avec le sol) sur laquelle sont fixés les traverses ou les barreaux d'un râtelier.
Barreau, barre	Éléments formant le tablier d'un râtelier, sauf pour les râteliers en bois.
Tablier	Surface d'appui formée de traverses, de barres ou de barreaux.
Chevrons	Élément formant le tablier d'un râtelier en bois.
Claie	Ouvrage dont le tablier est formé de traverses parallèles à la ligne de niveau.
Filet à neige	Ouvrage formé d'un filet comme surface d'appui.
Râtelier	Ouvrage dont le tablier est formé de traverses perpendiculaires à la ligne de niveau.
Pilier	Partie de la console soutenant le montant ou la longrine en aval.
Surface d'appui	Surface totale sur laquelle la neige peut être soutenue (surface qui circonscrit un tablier ou un filet).
Console	Partie de l'ouvrage qui transmet aux fondations les sollicitations du tablier ou du filet.
Montant	Partie de la console sur laquelle sont fixées les traverses d'une claie ou les longrines d'un râtelier.

## Fondation

Tirant	Élément de fondation foré pour la transmission d'efforts de traction.
Fondation scellée	Base fabriquée sur l'emplacement de l'ouvrage (p. ex. bétonnée).
Tirant pour terrain meuble	Ancrage foré pour la transmission d'efforts de traction dans les terrains meubles.
Tirant pour rocher	Ancrage foré pour la transmission d'efforts de traction dans un rocher compact à légèrement fissuré.
Fondation préfabriquée	Élément terminé, p. ex. plaque de base préfabriquée profilée en acier et enfouie sur place.
Fondation	Ensemble des mesures prises pour transmettre dans le sous-sol les charges et les efforts imposés à un ouvrage (selon la norme SIA 267: 2003).
Micropieu	Élément de fondation foré pour la transmission d'efforts de compression.
Tirant à filet	Tirant non explosé pour terrain meuble avec un filet servant à réduire les pertes de mortier.
Tirant non explosé	Tirant pour gravier grossier ou terrain formé de blocs grossiers.
Zone superficielle	Zone parallèle à la pente, d'une épaisseur de 0,5 m, dans laquelle la portance du sol est très réduite.
Barre comprimée	Liaison rigide entre les socles de fondation du pilier et du montant.
Seuil	Partie de la console en contact avec le sol ou enterrée sur laquelle s'appuient les traverses ou les barreaux d'un râtelier.
Tirant explosé	Tirant pour terrain meuble, de graveleux à sableux, avec un espace creux formé par explosion à l'extrémité inférieure, puis bétonné.
Longueur de l'ancrage	Longueur sur laquelle l'effort est conduit dans l'ancrage (selon la norme SIA 267: 2003).

Figure 1 &gt; Claie métallique.

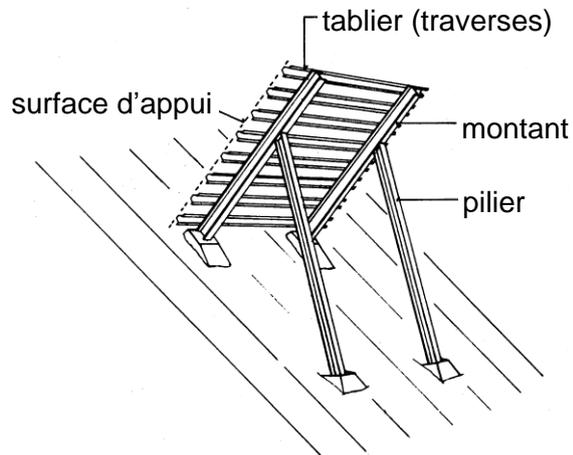


Figure 2 &gt; Râtelier.

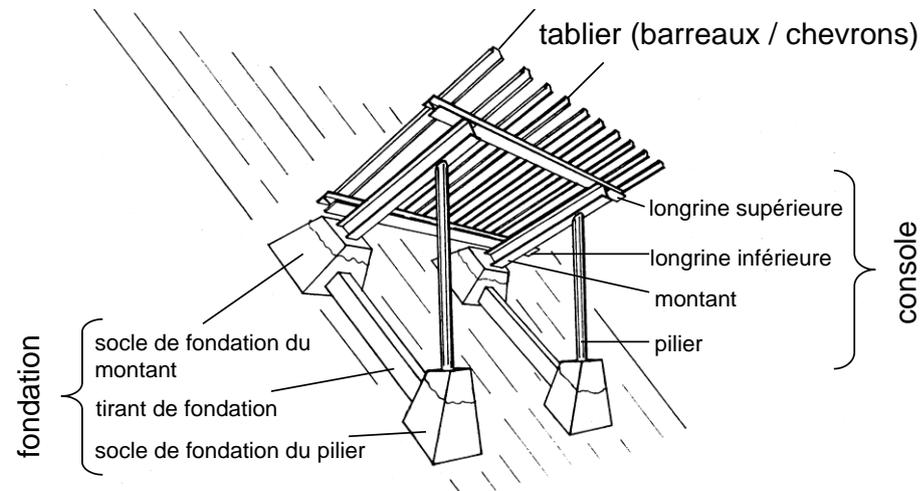
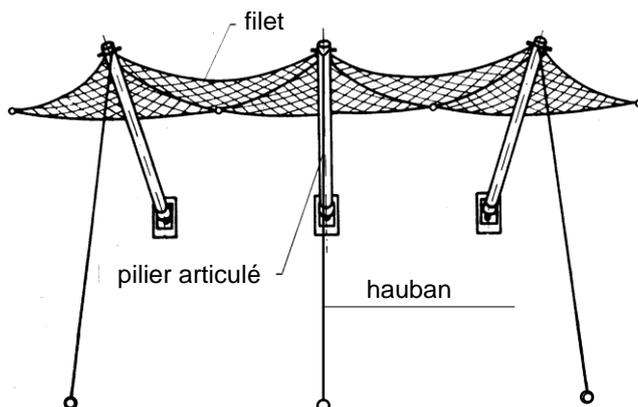


Figure 3 &gt; Filet.



## 2.3 Unités de mesure et remarques à propos des symboles

Nous utilisons dans cette directive les unités de mesure SI suivantes :

- > Actions: kN, kN/m, kN/m<sup>2</sup>.
- > Contraintes et résistances: N/mm<sup>2</sup>, kN/m<sup>2</sup>.
- > La densité correspond à la masse volumique de 1 t/m<sup>3</sup> = 1000 kg/m<sup>3</sup>.

Remarques à propos des symboles:

- > Les angles sont indiqués en degrés (360°).
- > L'apostrophe (') qui accompagne les désignations de forces signifie toujours force par unité de longueur (charge au mètre courant).
- > Les forces indiquées sans apostrophe sont des résultantes pour des longueurs d'ouvrage définies.
- > Les forces désignées par des lettres majuscules se rapportent à toute la hauteur de l'ouvrage, et celles désignées en minuscules à des éléments d'ouvrage ou à des unités de surface (pression spécifique).
- > Les expressions techniques concernant les avalanches sont tirées de «L'atlas des avalanches, classification internationale illustrée des avalanches» (édité en 1981 par l'UNESCO).

## 2.4 Symboles

Les symboles utilisés dans cette directive technique diffèrent parfois des normes de la SIA.

Symbole	Unité de mesure	Signification	Chiffres
A	m	Intervalle latéral entre les ouvrages (mesuré horizontalement)	3.8.1, 5.5.2.4, 8.2.1
a	-	Coefficient servant au calcul de $\varepsilon$ (dépend du genre de neige)	4.3, 5.5.2.2
B <sub>K</sub>	m	Hauteur de tablier ou de filet (dimension moyenne de la surface d'appui mesurée perpendiculairement à la ligne de niveau)	3.6.3, 5.6.1.2, 5.6.1.4
b	m	Largeur de charge des poutrelles du tablier	5.6.1.2, 5.8.1.1, 5.8.2.1.1
D <sub>ext</sub>	m	Épaisseur extrême de neige (la plus grande valeur de l'épaisseur maximale à un endroit défini et sur une longue suite d'hivers)	3.5.3, 3.6.3
D <sub>K</sub>	m	Hauteur efficace de tablier ou de filet (par analogie à l'épaisseur de neige, distance moyenne entre le bord supérieur de la surface d'appui et le sol)	3.6.3, 5.5.2.3, 5.5.2.4, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1, 8.2.1
D <sub>max</sub>	m	Épaisseur maximale de neige (épaisseur maximale de neige au cours d'un hiver, à un endroit défini)	3.5.3
D	m	Épaisseur de neige, au sens commun (mesurée perpendiculairement à la pente)	3.5.3, 3.6.3, 4.4
E	N/mm <sup>2</sup>	Module d'élasticité du mortier d'ancrage	6.2.1.3, 6.2.1.4
E <sub>d</sub>	kN	Valeur de dimensionnement d'un effet (solicitation)	5.2.2.1, 5.9.7.1.8
FS	-	Résistance au gel du mortier d'ancrage	6.2.1.3, 6.2.1.4, 6.2.2.9, 6.3.1.5
F <sub>C</sub>	m <sup>2</sup>	Surface de la fondation	5.9.5.3.1, 5.9.6.5
F <sub>k</sub>	kN	Valeur caractéristique de la force de compression ou de traction exercée dans le tirant ou le micropieu	5.9.7.1.6, 5.9.7.1.8, 7.5.4.4, 7.5.4.5, 7.5.4.7

Symbole	Unité de mesure	Signification	Chiffres
$f_c$	N/mm <sup>2</sup>	Résistance à la compression du mortier d'ancrage	6.2.1.4, 6.2.2.9, 6.3.1.5
$f_c$	-	Facteur d'altitude (tient compte de la densité de la neige et du facteur de reptation)	3.10.1, 3.10.6, 5.5.2.1, 5.5.4, 5.7.4.1, 8.2.1
$f_L$	-	Facteur d'espacement (pour le calcul de L)	3.7.2
$f_R$	-	Facteur marginal (pour calculer la surcharge marginale)	3.10.1, 5.5.2.4, 5.5.3.3
$f_s$	-	Facteur de réduction de la composante de la poussée de neige parallèle à la pente, pour les tabliers lâches	5.7.4.1
$G'$	kN/m'	Poids du prisme de neige compris entre la surface d'appui et le plan normal à la pente par le pied du tablier	4.4, 5.5.2.3, 5.7.4.4
$G'_N, G'_Q$	kN/m'	Composantes de $G'$ , parallèle ou perpendiculaire à la pente	4.4, 5.5.2.5
$g$	m/s <sup>2</sup>	Accélération terrestre	4.2, 4.4
$H_{ext}$	m	Hauteur extrême de neige (la plus grande valeur de la hauteur maximale de neige à un endroit défini et sur une longue suite d'hivers)	3.5.2, 3.5.4, 3.6.2, 3.10.3, 5.5.1
$\bar{H}_{ext}$	m	Moyenne des hauteurs extrêmes de neige (moyenne des hauteurs extrêmes de neige $H_{ext}$ sur une portion de terrain analogue à $H_{max}$ )	3.5.2, 3.5.4
$H_k$	m	Hauteur de l'ouvrage (mesurée verticalement)	3.4.2.1, 3.6.2, 3.7.2.1, 3.10.3, 5.5.2.1, 5.5.3.1, 5.5.3.4, 5.5.4, 5.7.4.1, 5.8.1.3.3, 5.8.2.3.2, 5.8.3.4
$H_{max}$	m	Hauteur maximale de neige (hauteur maximale de neige pendant un hiver à un endroit défini)	3.5.1, 3.5.2, 3.5.4
$\bar{H}_{max}$	m	Surface moyenne des hauteurs maximales de neige (moyenne des hauteurs maximales de neige $H_{max}$ sur une portion de terrain)	3.5.2, 3.5.4
$H$	m	Hauteur de neige au sens commun (mesurée verticalement)	3.10.1, 4.2,
$h$	m	Hauteur de neige liée au deuxième modèle de charge spécifique de la neige	5.5.3.1, 5.5.3.2
$K$	-	Facteur de reptation (dépend de la densité de la neige et de la déclivité)	3.10.1, 3.10.4, 4.2, 5.5.2.1
$L$	m	Espacement des ouvrages (mesuré dans la ligne de pente)	3.4.5.2, 3.7.2.1, 3.8.2
$l$	m	Longueur d'ouvrage (longueur effective mesurée horizontalement)	3.9.1, 5.8.1.3.4, 5.8.3.5
$\Delta l$	m	Longueur d'application des charges marginales (mesurée parallèlement à la ligne de niveau)	4.5, 5.5.2.4, 5.5.3.3
$N$	-	Facteur de glissement (dépend de la rugosité du sol et de l'exposition)	3.7.2.3, 3.10.1, 3.10.5, 4.2, 4.3, 4.6.1, 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.4, 5.5.4, 5.7.4.1, 8.2.1
$P'$	kN/m'	Composante de $R'$ perpendiculaire à la surface d'appui	5.6.1.2
$p'_B$	kN/m'	Charge d'une poutre perpendiculairement à la surface d'appui	5.6.1.2, 5.8.1.2.2, 5.8.1.2.4, 5.8.2.2
$p_h$	kN/m <sup>2</sup>	Pression spécifique de la neige perpendiculaire à la surface d'appui dans le deuxième modèle de charge	5.6.1.2, 5.6.1.3, 5.8.1.2.2, 5.8.2.2
$Q'$	kN/m'	Composante de $R'$ parallèle à la surface d'appui	5.8.1.2.1
$Q_k$	kN	Valeur caractéristique d'une action variable	5.2.2.1
$q'_B$	kN/m'	Charge d'une poutre parallèlement à la surface d'appui	5.8.1.2.1, 5.8.1.2.2, 5.8.1.2.3, 5.8.1.2.4
$q_h$	kN/m <sup>2</sup>	Pression spécifique de la neige parallèle à la surface d'appui dans le deuxième modèle de charge	5.8.1.2.1
$q'_s$	kN/m'	Effort transversal sur un pilier articulé, perpendiculaire à son axe	4.6.1, 5.5.4
$R'$	kN/m'	Charge résultante de toutes les pressions dues à la neige	5.5.2.5, 5.5.2.6, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1,
$R_d$	kN	Valeur de calcul de la résistance ultime, selon les normes SIA	5.2.2.1, 5.2.2.2, 5.2.2.4, 5.2.3.2, 5.2.3.3, 5.9.7.1.8

Symbole	Unité de mesure	Signification	Chiffres
$R_k$	kN	Valeur caractéristique de la résistance ultime de la console, selon les normes SIA	5.2.2.1, 5.2.3.3
$R_{a,k}$	kN	Résistance externe d'un tirant ou résistance caractéristique à la traction	5.9.7.1.5, 5.9.7.1.8, 5.9.7.2.5, 5.9.7.4.4, 5.9.7.5.5, 7.5.4.4
$S'_N$	kN/m'	Composante parallèle à la pente des pressions dues à la neige (pression de reptation et de glissement)	4.2, 4.3, 4.5, 4.6.1, 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.4, 5.5.2.5, 5.5.6, 5.7.4.1
$S'_Q$	kN/m'	Composante perpendiculaire à la pente des pressions dues à la neige (pression de reptation)	4.3, 5.5.2.2, 5.5.2.5, 5.7.4.3
$S'_R$	kN/m'	Composante additionnelle parallèle à la pente des pressions dues à la neige agissant sur les bords latéraux de la surface d'appui (surcharge marginale)	4.5, 5.5.2.4, 5.5.2.5, 5.6.1.4
$S_S$	kN	Effort latéral sur un ouvrage (parallèle à la ligne de niveau)	4.7, 5.5.6, 5.7.4.3, 5.9.7.3.2
$s_B$	kN/m <sup>2</sup>	Contrainte de rupture par cisaillement dans le sol intact, à la semelle d'un fondement scellé (soumis à l'extraction)	5.9.5.4, 5.9.6.4
$s^*_B$	kN/m <sup>2</sup>	Contrainte de rupture par cisaillement dans le matériau de remplissage pour un socle enfoui (soumis à l'extraction)	5.9.6.4
$T_k$	kN	Valeur caractéristique de la réaction d'appui (montant) sur l'élément de fondation amont	5.9.5.3.1, 5.9.5.3.2, 5.9.5.4, 5.9.6.3, 5.9.6.4
$t$	m	Profondeur de la fondation (mesurée verticalement)	5.9.5.4, 5.9.6.4
$U_k$	kN	Valeur caractéristique de la réaction d'appui (montant) sur l'élément de fondation aval	5.9.4.2, 5.9.6.5, 5.9.6.6
$w$	m	Entrevous d'une surface d'appui (largeur de l'espace compris entre deux poutrelles de tablier, mesurée perpendiculairement)	5.8.1.3.1, 5.8.2.3.1, 5.8.3.3
$Z$	m	Altitude (au-dessus du niveau de la mer)	3.5.4, 3.10.6
$\alpha$	°	Angle entre la direction de la force et la parallèle à la pente (fondations)	8.9.6.6, 5.9.4.4, 5.9.4.5
$\delta$	°	Angle que forme la surface d'appui avec le plan perpendiculaire à la pente	4.4, 5.3.2, 5.5.2.3, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1
$\gamma_M$	-	Coefficient de résistance	5.2.2.1, 5.2.2.2, 5.2.2.4, 5.2.3.2, 5.2.3.3, 5.9.4.1, 5.9.7.1.8
$\gamma_Q$	-	Coefficient de charge pour une action variable	5.2.2.1, 5.2.3.1, 5.9.4.1, 5.9.7.1.8
$\varepsilon$	°	Angle que forme la résultante de l'addition vectorielle de $S'_N$ et $S'_Q$ de la pression de la neige avec la parallèle à la ligne de pente	4.3, 5.5.2.2,
$\varepsilon_R$	°	Angle que forme la résultante de toutes les forces dues à la pression de la neige avec la parallèle à la ligne de pente	5.5.2.6, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1
$\varepsilon_{cs}$	%	Variation de la longueur (diminution) du mortier d'ancrage	6.2.1.4
$\eta$	-	Facteur d'influence d'un ouvrage par rapport aux pressions supportées	4.6.1, 4.6.2, 5.5.4
$\rho_H$	t/m <sup>3</sup>	Densité moyenne de la neige correspondant à la hauteur de neige $H_{ext}$	3.10.2, 5.5.2.1, 5.5.3.4
$\rho_h$	t/m <sup>3</sup>	Densité moyenne de la neige correspondant à la hauteur de neige $h$	5.5.3.4
$\rho$	t/m <sup>3</sup>	Densité moyenne générale de la neige	3.10.1, 4.2, 4.4, 5.7.4.4
$\sigma_{\alpha}$	kN/m <sup>2</sup>	Résistance spécifique du sol de fondation	5.9.5.3.1, 5.9.4.4, 5.9.6.5
$\sigma_{90^\circ}$	kN/m <sup>2</sup>	Résistance du sol de fondation perpendiculaire à la pente	5.9.4.4, 5.9.4.6
$\sigma_O$	kN/m <sup>2</sup>	Résistance du sol de fondation parallèle à la ligne de pente	5.9.4.4
$\varphi$	°	Angle de friction au glissement de la neige sur le sol	3.7.2.1, 3.7.2.2, 3.7.2.3
$\varphi_{EK}$	°	Angle caractéristique de frottement lors de la transmission d'efforts de compression (fondation)	5.9.5.4, 5.9.6.4, 5.9.6.6
$\psi$	°	Déclivité, angle de la pente	3.5.3, 4.2, 4.3, 4.4, 5.5.2.2, 5.5.2.3, 5.9.4.4, 8.2.1

## 3 > Étude du projet d'ouvrages de stabilisation de la neige

### 3.1 Genèse des avalanches

#### 3.1.1 Glissements de plaques de neige

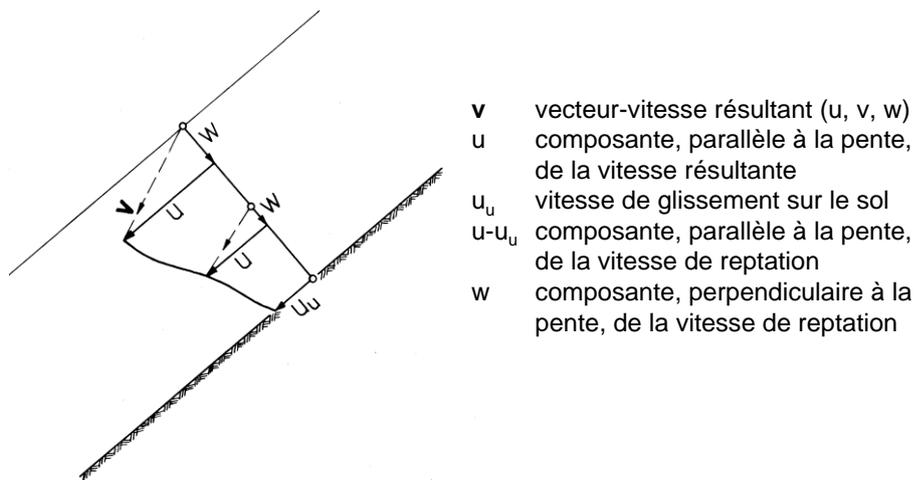
##### 3.1.1.1 Origine des reptations et des glissements

Le manteau neigeux recouvrant une pente est soumis à une reptation dans son épaisseur et, suivant les conditions d'adhérence, à un glissement sur le sol (fig. 4).

Ces mouvements dépendent

- > de l'inclinaison de la pente,
- > de l'épaisseur de la neige,
- > de la rugosité du sol
- > et de la constitution de la neige (aptitude à se déformer, frottement, en particulier lorsque la limite sol-neige devient détrempée).

Figure 4 > Vitesses de reptation et de glissement dans le manteau neigeux.



### 3.1.1.2 Zone neutre

Lorsque ces facteurs ne varient pas localement, les profils des vitesses sont en tous points identiques. Le poids du manteau neigeux se transmet au sol directement comme pression normale et contrainte de cisaillement. C'est l'état de la zone neutre, caractérisé par l'absence de variations locales des tractions et des compressions, dans le sens parallèle à la pente. Les variations locales de ces facteurs provoquent des zones de tension accrues en traction, compression et cisaillement, dans tous les plans perpendiculaires à la pente.

### 3.1.1.3 Déclenchement des avalanches de plaques de neige

Le déclenchement de plaques de neige se caractérise par la mise en mouvement simultanée d'une grande étendue de neige qui gagne rapidement en vitesse. Il faut pour cela que des couches de neige liées recouvrent une fine couche fragile ou l'interface de couches fragiles. Le déclenchement, dû à une rupture primaire par cisaillement, commence dans les couches fragiles ou à l'interface de ces couches, à l'endroit où les contraintes locales sont plus fortes que la résistance de la neige. Cette rupture initiale se propage alors rapidement de tous côtés. À mesure qu'elle progresse, des ruptures secondaires se produisent dans les couches superposées : les ruptures supérieures par traction et latérales par cisaillement en sont la suite logique. Dans le bord inférieur, la plaque de neige en mouvement est limitée par le bas de la zone de déclenchement. Le moment où la formation d'une rupture initiale est déclenchée peut être dicté par des causes naturelles (p. ex. surcharge consécutive à l'arrivée de neige fraîche ou diminution de la résistance sous l'effet d'un réchauffement rapide), mais des facteurs extérieurs, comme la présence de skieurs, entrent aussi en considération.

## 3.1.2 Coulées de neige sans cohésion

Ces avalanches de neige meuble se déclenchent en un point, dans une neige de très faible cohésion, lorsqu'une petite masse de neige se détache spontanément ou par suite d'un choc minime (chute de pierres ou d'un bloc de neige). Le mouvement se propage en aval dans un secteur étroit et s'amplifie par l'accroissement de la masse de neige emportée (en forme de poire).

## 3.1.3 Déclivité et déclenchement d'avalanches

La pente la plus faible où l'on ait pu observer un déclenchement n'avait que 17° (31 %). Mais ce cas est pratiquement sans conséquence. Sur les pentes inférieures à 30° (58 %), les déclenchements sont rares. Sur les terrains d'une déclivité supérieure à 45°, les coulées de neige meuble déchargent généralement les versants au fur et à mesure des chutes de neige, prévenant ainsi le développement de contraintes internes du manteau neigeux et par là, la formation de plaques.

## 3.2 Tâche et effet d'un ouvrage de stabilisation

### 3.2.1 Tâche

La construction d'ouvrages de stabilisation a pour tâche d'empêcher le décrochement d'avalanches ou au moins de réduire les mouvements de la neige – on ne peut les empêcher complètement – à une amplitude inoffensive. Les avalanches en mouvement déploient des forces auxquelles un ouvrage de stabilisation ne peut résister.

### 3.2.2 Effet

Le mode d'action des ouvrages de stabilisation est d'opposer à la reptation et au glissement du manteau neigeux une surface d'appui à peu près perpendiculaire à la ligne de la plus grande pente, une surface ancrée dans le sol et dépassant le niveau de la neige. Il se produit alors un phénomène d'arrêt, c'est-à-dire que les vitesses de reptation et de glissement diminuent au fur et à mesure que la neige est plus proche de l'ouvrage. Dans cette dernière zone d'accumulation qui s'étend pratiquement sur une distance parallèle à pente égale au triple de la hauteur verticale de neige au minimum (essentiellement en fonction du glissement), il se produit des contraintes de compression supplémentaires parallèles à la pente. Ces contraintes sont absorbées par la surface d'appui, ce qui diminue les contraintes de cisaillement et de traction qui favoriseraient la formation d'une plaque de neige en amont de l'obstacle.

Lors de ruptures, les paravalanches empêchent l'ancienne couche de neige d'être entraînée et limitent en surface la zone où la rupture par cisaillement peut se propager. Par leur effet de freinage, les ouvrages limitent la vitesse dans la coulée – qui est le facteur essentiel des dégâts. Enfin, le pouvoir d'interception des paravalanches est favorable.

### 3.2.3 Marge d'appréciation dans la disposition et le dimensionnement des ouvrages

Les présentes directives laissent suffisamment de marge d'appréciation dans la manière de disposer et de dimensionner les ouvrages. Cette liberté sera utilisée pour adapter les paravalanches aux exigences imposées par l'objet à protéger ou au **risque admissible**. Pour juger de ces exigences, on tiendra compte du **genre d'objet à protéger** (p.ex. est-il habité ou non?) mais également de sa **situation topographique** par rapport à la zone de rupture, à la trajectoire et à la zone de déjection (p.ex. exigences élevées lorsque l'objet à protéger est situé dans la trajectoire de l'avalanche).

### 3.3 Types d'ouvrages

#### 3.3.1 Ouvrage rigide

Lorsque la surface d'appui opposée à la reptation et au glissement du manteau neigeux ne subit que de petites déformations élastiques, on parle d'ouvrage rigide (p.ex. claies à neige munies de traverses en acier, fig. 1).

#### 3.3.2 Ouvrage lâche

Mais lorsque la surface d'appui a la faculté de suivre, dans une certaine mesure, le mouvement du manteau neigeux, on la qualifie de surface lâche (p.ex. filets à neige, fig. 3).

#### 3.3.3 Sollicitation imposée à l'ouvrage

Un ouvrage est sollicité, selon le chiffre 3.2.2, par la **pression de la neige**, d'une part, et par les **forces dynamiques**, d'autre part. Alors que la pression statique de la neige sert de base au dimensionnement des ouvrages (chap. 5), leur disposition (selon le chiffre 3.7) doit permettre de maîtriser les éventuelles forces dynamiques de manière à ce qu'elles n'endommagent pas, ou presque pas, les ouvrages.

#### 3.3.4 Choix du type d'ouvrage

Le genre d'ouvrage est à choisir en fonction des exigences liées aux objets à protéger (chiffre 3.2.3) et en tenant compte des conditions locales de la neige, du terrain et de la fondation. Les filets à neige sont moins sensibles aux mouvements de reptation et aux chutes de pierres (cf. chiffre 7.4.3.1), mais ils sont plus difficiles à ancrer dans un terrain meuble.

## 3.4 Étendue et disposition des ouvrages de stabilisation

### 3.4.1 Inclinaisons nécessitant des paravalanches

Les inclinaisons entre 30° et 50° (58%–119%) nécessitent généralement l'établissement de paravalanches. Exceptionnellement, on englobera dans le périmètre des travaux les zones de terrain plus ou moins inclinées, par exemple des replats au-dessus de pentes raides ou des portions de terrain moins pentus dans une zone de décrochement.

### 3.4.2 Disposition des ouvrages de stabilisation supérieurs

#### 3.4.2.1 Généralités

Les ouvrages de stabilisation sont à placer en premier lieu au-dessous des **cassures les plus hautes**, observées ou probables, de plaques de neige (chiffre 3.1.1), de telle sorte que ces lignes de cassure soient encore dans la zone de compression effective des ouvrages. C'est le cas, selon le chiffre 3.2.2, si les rangées d'ouvrages correspondantes ne sont pas placées plus loin que 2 à 3  $H_K$  au-dessous des lignes de cassure.

#### 3.4.2.2 Corniches

Lorsque le versant à aménager est limité par une arête en corniche, les ouvrages supérieurs sont à placer le plus près possible des corniches, sans pour autant qu'ils y soient enfouis. Leur structure doit être particulièrement solide en prévision de la forte accumulation à supporter et de l'écroulement possible de ces corniches. Dans de nombreux cas, la formation de corniches peut être entravée par des ouvrages à vent, qu'il faudra éventuellement installer avant de commencer les travaux de stabilisation.

#### 3.4.2.3 Terrains rocheux

Lorsque le versant à équiper est dominé par des rochers abrupts, les ouvrages supérieurs doivent présenter une surface d'appui suffisamment résistante aux chutes de pierres éventuelles (filets, tabliers massifs en acier, recouvrement en bois). Par des ouvrages de déviation ou d'interception (digues de terre, filets de protection contre les chutes de pierres), on pourra dans certains cas éviter que des ouvrages paravalanches ne soient endommagés par des chutes de rochers, de masses de glace ou de neige, détachés de terrains ne pouvant pas être aménagés.

#### 3.4.2.4 Zones de ruptures secondaires

Les ouvrages de stabilisation sont à placer en premier lieu dans les cassures les plus hautes, observées ou probables, de plaques de neige. Selon la situation, il importe de vérifier si des avalanches risquent de se déclencher au-dessus des zones de rupture secondaire et d'atteindre l'ouvrage de stabilisation. Cette appréciation est à réaliser en supposant des conditions nivologiques extrêmes.

#### 3.4.3 Disposition des ouvrages de stabilisation inférieurs

Malgré la présence des ouvrages, des ruptures secondaires peuvent en général se produire plus bas, de sorte que des constructions complémentaires doivent se prolonger vers la vallée jusqu'à ce que

- > la déclivité de la pente ait diminué définitivement à environ **30°** (58 %)
- > ou que des avalanches pouvant encore se produire en aval et (ou) que les masses de neige qui coulent du périmètre des paravalanches **n'atteignent plus des proportions dommageables.**

Dans le dernier cas, on se basera sur la situation topographique et sur le genre d'objet à protéger (chiffre 3.2.3).

#### 3.4.4 Disposition des ouvrages en fonction de la direction de la pression de la neige

Dans le plan, les surfaces d'appui seront disposées si possible perpendiculairement à la direction probable de la pression résultante de la neige (important dans les vallons étroits).

### 3.4.5 Largeur d'un ouvrage de stabilisation

#### 3.4.5.1 Principe

Au sommet de la zone de rupture, la disposition doit toujours s'étendre suffisamment en largeur pour couvrir uniformément un compartiment de terrain et s'appuyer latéralement sur des éperons naturels (fig. 5). Lorsque les rangées d'ouvrages se terminent sur un terrain découvert, il est souvent nécessaire de prévoir des ouvrages renforcés en fin de rangée, selon le chiffre 5.5.2.4.

#### 3.4.5.2 Étagement des ouvrages en retrait et murs de séparation

S'il n'est pas possible d'aménager un compartiment de terrain uniforme, à cause de la configuration du terrain ou pour des raisons financières, les ouvrages du flanc découvert doivent alors être étagés en retrait vers l'aval de sorte que les constructions inférieures ne soient pas endommagées par des avalanches dévalant à côté du périmètre. Pour éviter l'empiètement d'avalanches voisines, on peut ajouter des ouvrages supplémentaires en bordure; ils seront placés au milieu de l'espacement  $L$  et auront une longueur totale minimale d'environ  $2 D_k$ . Des murs de séparation d'une hauteur d'environ  $H_k/2$  placés selon la ligne de la plus grande pente empêchent les avalanches de fond d'empiéter et diminuent d'une façon sensible les surcharges marginales, selon le chiffre 4.5. Pour assurer la protection du pilier, le mur de séparation sera prolongé parallèlement au bord de l'ouvrage aussi loin que la fondation du pilier (fig. 6).

Figure 5 > Aménagement intégral d'un compartiment de terrain.

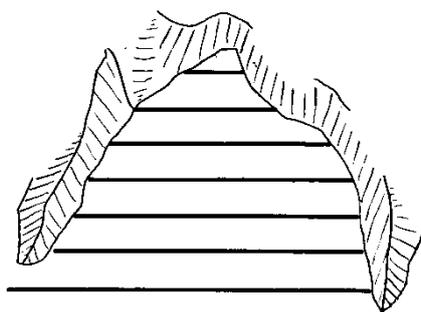
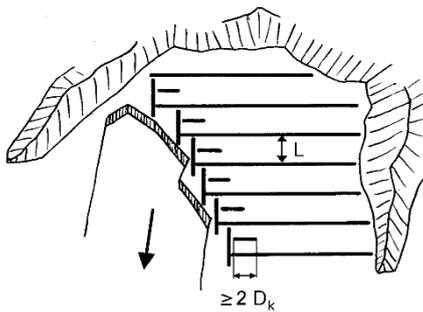


Figure 6 > Aménagement partiel. Étagement en retrait et délimitation du flanc découvert des constructions.



### 3.4.6 Dispositions des ouvrages

#### 3.4.6.1 Disposition continue

Une disposition continue comprend des ouvrages en longues rangées horizontales s'étendant sur tout le compartiment à aménager et ne présentant des interruptions que tout au plus dans les parties sûres (fig. 7). Cette disposition est le **mode d'aménagement préféré** pour les ouvrages permanents.

#### 3.4.6.2 Disposition fragmentée

On distingue encore dans la disposition fragmentée la disposition discontinue et la disposition échelonnée.

##### 3.4.6.2.1 Disposition fragmentée discontinue

Dans les rangées discontinues, les rangs sont interrompus par des intervalles (fig. 8).

##### 3.4.6.2.2 Disposition fragmentée échelonnée

Dans les rangées échelonnées, les ouvrages sont disposés en quinconce (fig. 9).

Figure 7 > Disposition continue.

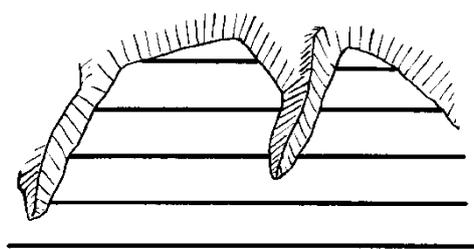


Figure 8 > Disposition fragmentée discontinue.

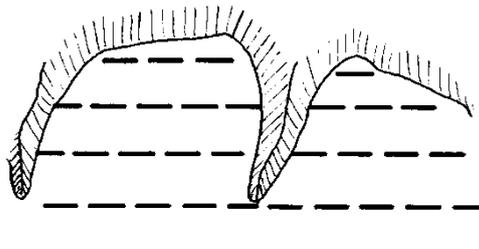


Figure 9 > Disposition fragmentée échelonnée.

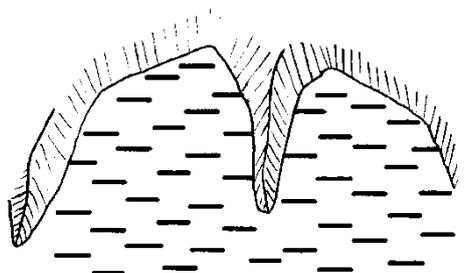
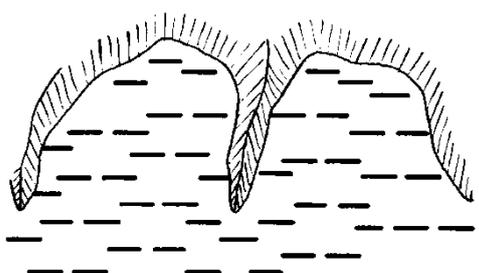


Figure 10 > Disposition fragmentée combinée.



### 3.4.6.3 Avantages et inconvénients des diverses dispositions d'ouvrages

Les trois façons de disposer les ouvrages présentent des avantages et des inconvénients. Le tableau 1 ci-après donne de plus amples informations sur ce sujet.

### 3.4.6.4 Choix de la disposition des ouvrages

Le choix de la disposition des ouvrages se fera d'après les exigences posées à l'objet à protéger (chiffre 3.2.3) et en tenant compte des conditions du terrain et de la neige. Lorsque ces exigences sont élevées et que des coulées de neige meuble sont fréquentes (p. ex. en haute altitude et sur une exposition N), la disposition continue est vivement recommandée.

**Tableau 1 > Avantages et inconvénients des diverses dispositions d'ouvrages.**

Disposition	Avantages	Inconvénients	Utilisation
continue (chiffre 3.4.6.1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les ruptures dues au cisaillement sont largement empêchées en amont et en aval au-delà des rangs horizontaux d'ouvrages.</li> <li>• Obstacle continu pour les coulées de neige meuble.</li> <li>• Les contraintes de traction dans le manteau neigeux sont fortement réduites.</li> <li>• Seules les extrémités des rangs sont sollicitées par des forces marginales (le total des charges de neige est minimal).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Persistance, en longues zones d'un seul tenant, des contraintes de cisaillement et de traction dans le manteau neigeux.</li> <li>• Propagation latérale éventuelle des dégâts aux ouvrages.</li> <li>• Faculté d'adaptation restreinte sur les terrains accidentés et par conditions de neige changeantes (plus ou moins important selon le type d'ouvrage).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cas normal</li> </ul>
fragmentée, discontinue (chiffre 3.4.6.2.1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Faculté d'adaptation aux conditions de neige et au terrain le long des lignes de niveau.</li> <li>• Localisation des dégâts sur certains éléments.</li> <li>• Frais éventuellement moindres (comparés à la disposition continue).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Éventuelles coulées de neige dans les intervalles.</li> <li>• Sollicitation marginale correspondant à la longueur des intervalles.</li> <li>• Les ruptures dues au cisaillement peuvent facilement être transmises au-delà des ouvrages (comparés à une disposition continue).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exceptionnellement dans des zones présentant p. ex. des crêtes rocheuses ou des étagements locaux de terrain</li> </ul>
fragmentée, échelonnée (chiffre 3.4.6.2.2)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bonne adaptabilité à la configuration du terrain en toutes directions.</li> <li>• Démembrement des zones des contraintes persistantes de traction et de cisaillement.</li> <li>• Diminution générale du glissement de la neige par rapport aux deux autres dispositions.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sollicitation marginale analogue à celle d'un ouvrage isolé.</li> <li>• Frais accrus, comparés à ceux des autres dispositions citées.</li> <li>• Les ruptures dues au cisaillement peuvent être transmises dans toutes les directions.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exceptionnellement sur les terrains abrupts et très accidentés ou pour renforcer d'anciens ouvrages non conformes à la présente directive.</li> </ul>

## 3.5 Hauteur de neige

### 3.5.1 Définition générale

La hauteur de neige  $H$  est mesurée verticalement. Elle caractérise la hauteur de neige en un point. Si les précipitations ont lieu par temps calme et sont réparties uniformément, la hauteur verticale de la neige est **indépendante de l'inclinaison du terrain**.

### 3.5.2 Définition des hauteurs de neige

- > **Hauteur maximale de neige  $H_{\max}$** : hauteur maximale de la neige pendant un hiver à un endroit défini (p.ex. sur l'emplacement de l'ouvrage).
- > **Moyenne des hauteurs maximales de neige  $\bar{H}_{\max}$** : moyenne des hauteurs maximales de neige  $H_{\max}$  sur une grande portion de terrain au moment du maximum général d'un hiver.
- > **Hauteur extrême de neige  $H_{\text{ext}}$** : la plus grande valeur de la hauteur maximale de neige  $H_{\max}$  en un endroit défini (p.ex. à l'emplacement de l'ouvrage) et sur une longue suite d'hivers.
- > **Moyenne des hauteurs extrêmes de neige  $\bar{H}_{\text{ext}}$** : moyenne des hauteurs extrêmes de neige  $H_{\text{ext}}$  sur une grande portion de terrain à un moment de hauteur extrême de neige (en moyenne tout au plus une fois tous les 100 ans).

### 3.5.3 Définition de l'épaisseur de neige

L'épaisseur de neige est mesurée perpendiculairement au sol. Elle porte le symbole  $D$  ( $D$ ,  $D_{\max}$ ,  $D_{\text{ext}}$  etc.). La relation suivante existe entre l'épaisseur et la hauteur et l'épaisseur de la neige. La déclivité  $\gamma$  est indiquée par  $\psi$ :

$$\boxed{D = H \cdot \cos \psi} \quad [\text{m}] \quad (1)$$

### 3.5.4 Détermination des hauteurs extrêmes de neige

Les hauteurs extrêmes de neige  $H_{\text{ext}}$  en un endroit sont déterminantes pour établir un projet d'aménagement (chiffre 3.6.2). L'efficacité des travaux paravalanches dépend avant tout de la sûreté de cette détermination. Mais comme les observations des hauteurs de neige durant un grand nombre d'années manquent généralement pour l'intérieur du périmètre des futurs travaux, on devra nécessairement partir des résultats dont disposent les stations d'observation environnantes. Les stations d'observation de l'ENA peuvent fournir les données nécessaires (voir les rapports d'hiver de l'ENA). Les hauteurs de neige ou les précipitations mesurées sont représentatives pour une large portion du territoire, et ces résultats ne sont pas faussés par des accidents dus au relief local (p.ex. par leur position choisie sur une surface plate au fond d'une vallée). Par conséquent, les

valeurs obtenues en un point donnent en réalité plutôt l'image d'une moyenne sur une portion de terrain. La figure 11 représente la répartition sur un grand espace des moyennes des hauteurs de neige extrêmes  $\bar{H}_{\text{ext}}$  sur les Alpes suisses.

Les hauteurs de neige mesurées pendant 10 à 66 ans dans les stations d'observation comparative de l'ENA et les stations automatiques ENET (ENA/MétéoSuisse) ont servi de base au calcul des données figurant dans cette représentation. Les influences du vent n'ont pas été prises en compte dans ces hauteurs de neige. La carte a été convertie en une **durée uniforme de répétition de 100 ans** et elle s'applique à l'espace alpin suisse. Dans les quatre zones, les fonctions de dépendance de l'altitude sont les suivantes (voir figure 11):

$$\text{Zone 1: } \bar{H}_{\text{ext}} = 1,00 (0,15 \cdot Z - 20) \quad (2)$$

$$\text{Zone 2: } \bar{H}_{\text{ext}} = 1,30 (0,15 \cdot Z - 20) \quad (3)$$

$$\text{Zone 3: } \bar{H}_{\text{ext}} = 1,65 (0,15 \cdot Z - 20) \quad (4)$$

$$\text{Zone 4: } \bar{H}_{\text{ext}} = 2,00 (0,15 \cdot Z - 20) \quad (5)$$

$\bar{H}_{\text{ext}}$  est la moyenne des hauteurs extrêmes de neige (en cm) et Z l'altitude (en m).

On effectue le calcul des hauteurs extrêmes de neige à considérer à l'emplacement des ouvrages de la manière suivante :

- > Mesure de la **hauteur maximale de neige  $H_{\text{max}}$**  aux emplacements prévus des ouvrages, si possible pendant plusieurs hivers, à l'aide de jalons ou de sondes. Il s'agit de mesurer la répartition locale de la neige. Le nombre de points de mesure sera donc adapté au terrain de façon que chaque variation locale de ces hauteurs (p.ex. dans de petites combes) puisse être enregistrée. On peut tabler en général sur 25 à 100 sondages ou jalons par hectare. De précieuses indications sur la répartition des hauteurs de neige peuvent également être recueillies lors de la fonte.
- > Au moment de la hauteur maximale de neige dans le périmètre à aménager, on procède parallèlement à des mesures dans le voisinage, sur un emplacement qui est autant que possible représentatif d'un large espace, ce qui permet d'obtenir la **moyenne des hauteurs maximales de neige  $\bar{H}_{\text{max}}$** . On peut se servir pour ce faire des observations de stations de comparaison de l'ENA voisines ou de mesures sur des jalons bien placés. Le périmètre à aménager ne se prête généralement pas à de telles mesures, car il est tout entier dans une situation très spéciale, par exemple côté au vent ou côté sous le vent (répartition sur un espace moyen).
- > On détermine la **moyenne des hauteurs extrêmes de neige  $\bar{H}_{\text{ext}}$** , à l'aide de la figure 11 ou d'autres indications fiables (répartition sur un large espace). Sur demande, l'ENA donne d'autres renseignements à ce propos.
- > Pour calculer la **hauteur extrême de neige  $H_{\text{ext}}$**  à l'emplacement d'un ouvrage, on suppose que la répartition des hauteurs de neige est semblable d'année en année, indépendamment de la quantité de neige tombée :

$$H_{\text{ext}} = H_{\text{max}} \frac{\bar{H}_{\text{ext}}}{\bar{H}_{\text{max}}} \quad [\text{m}] \quad (6)$$

Si les mesures s'étendent sur plusieurs années – ce qui est souhaitable –  $H_{\text{ext}}$  varie d'année en année. On retiendra dans ce cas le plus grand  $H_{\text{max}}$ . Lorsque les hauteurs de neige maximales de plusieurs hivers sont presque identiques, on choisira la plus grande valeur obtenue de  $H_{\text{ext}}$  pour dimensionner les ouvrages.

Exemple:

On a mesuré durant trois hivers consécutifs à l'emplacement d'un futur ouvrage au Dorfberg sur Davos, à une altitude de 2266 m, les hauteurs maximales de neige  $H_{\text{max}}$  avec un jalon. Non loin de là, dans le champ de mesure de l'ENA du Weissfluhjoch, à 2540 m, on a noté les valeurs moyennes  $\bar{H}_{\text{max}}$  valables sur un plus large espace du territoire, pour les mêmes jours qu'à l'emplacement du futur ouvrage (à condition que la mesure sur le jalon corresponde à la hauteur de la neige sur un large espace).

La figure 11 montre que le champ mesuré de l'ENA appartient à la zone 2. La moyenne des hauteurs extrêmes de neige  $\bar{H}_{\text{ext}}$  obtenue par (3) est par conséquent:

$$\bar{H}_{\text{ext}} = 1,30 (0,15 \cdot 2540 - 20) = \underline{469 \text{ cm}}$$

Date	8.2.1961	7.4.1962	17.1.1963
<b>Hauteur de neige [m]:</b>			
- $H_{\text{max}}$	1,50	2,20	1,20
- $\bar{H}_{\text{max}}$	2,38	2,75	1,40
- $\bar{H}_{\text{ext}}$	4,69	4,69	4,69
D'où: - $H_{\text{ext}}$	$1,50 \frac{4,69}{2,38} = \underline{2,96}$	$2,20 \frac{4,69}{2,75} = \underline{3,75}$	$1,20 \frac{4,69}{1,40} = \underline{4,02}$

On choisira comme base de dimensionnement 3,75 m. La plus grande valeur absolue de 4,02 m est trop peu fiable, car elle a été calculée à partir d'une  $H_{\text{max}}$  nettement plus petite.



## 3.6 Hauteur d'ouvrage

### 3.6.1 Définition de la hauteur d'ouvrage

La hauteur d'ouvrage  $H_K$  est définie comme la distance verticale moyenne entre le bord supérieur de la surface d'appui et le sol. Les définitions des différents genres d'ouvrages se trouvent au chapitre 5 (claires, chiffre 5.8.1.3.3, râteliers, chiffre 5.8.2.3.2 et filets, chiffre 5.8.3.4).

### 3.6.2 Conditions concernant la hauteur des ouvrages

La hauteur d'ouvrage  $H_K$  doit égaler au moins la hauteur extrême de neige probable à l'endroit de l'ouvrage.

$$H_K \geq H_{\text{ext}} \quad [\text{m}] \quad (7)$$

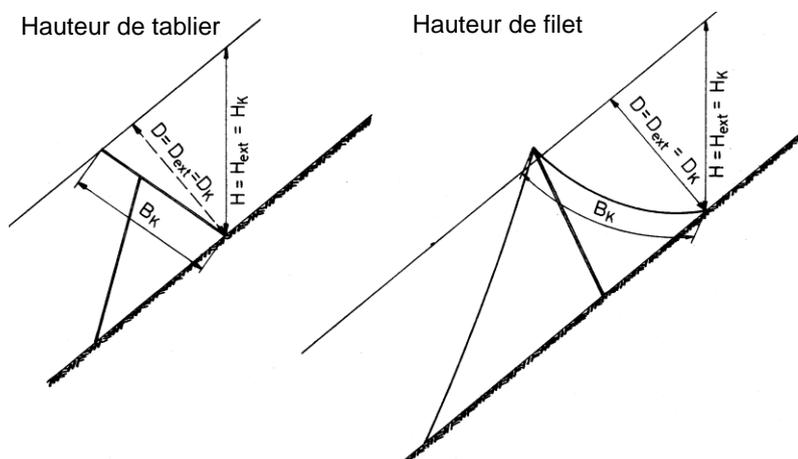
La protection contre les avalanches en situation de catastrophe et la méthode de dimensionnement des ouvrages doivent remplir cette exigence fondamentale. Si l'on a choisi  $H_K > H_{\text{ext}}$ , la hauteur  $H_K$  servira au calcul de l'ouvrage. Remarquons que la présence de constructions influence plus ou moins le dépôt de la neige, selon le genre d'ouvrage et surtout selon les vents.

### 3.6.3 Définition de la hauteur de tablier ou de filet

On appelle hauteur de tablier ou de filet  $B_K$  la distance moyenne, mesurée perpendiculairement à la ligne de niveau, entre le bord supérieur de la surface d'appui et le sol (fig. 12).

La hauteur efficace d'un tablier ou d'un filet  $D_K$  est définie, par analogie avec l'épaisseur de neige, comme distance moyenne, mesurée perpendiculairement à la pente, entre le bord supérieur de la surface d'appui et le sol.

Figure 12 > Hauteur de tablier ou hauteur de filet.



## 3.7 Espacement des ouvrages

### 3.7.1 Conditions pour l'espacement des ouvrages

L'espacement entre les ouvrages ou les rangées d'ouvrages, dans la ligne de la plus grande pente, doit satisfaire à la tâche primaire qui est de stabiliser la neige, selon le chiffre 3.2.1, et répondre également aux trois conditions suivantes :

- > La pression statique maximale sur la neige ne doit pas abîmer les ouvrages.
- > Les sollicitations dynamiques dues aux coulées de neige doivent être absorbées sans dommages.
- > Les coulées de neige dans le périmètre des ouvrages ne doivent pas dépasser une certaine vitesse. De cette façon, l'énergie cinétique déterminante pour provoquer des dégâts au-dessous des ouvrages est limitée à une valeur inoffensive pour les ouvrages.

### 3.7.2 Formule d'espacement

#### 3.7.2.1 Calcul de l'espacement des ouvrages dans la ligne de pente

L'espacement des ouvrages  $L$  dans la ligne de pente s'obtient par la formule suivante :

$$L = f_L \cdot H_K \quad [m] \quad (8)$$

avec le facteur d'espacement  $f_L$ , qui dépend lui-même de la déclivité et – à la suite des trois conditions énoncées au chiffre 3.7.1 – de l'angle de frottement  $\varphi$  entre la neige et le sol, du facteur de glissement  $N$  et de la hauteur d'ouvrage  $H_K$ . La figure 13 donne  $f_L$ , en fonction des paramètres ci-dessus. À l'aide des trois familles de courbes  $\tan \varphi$ ,  $N$  et  $H_K = \text{constante}$ , on peut déterminer un  $f_L$  valable pour les conditions données.

Les espacements d'ouvrages  $L$  ordonnés selon  $D_K$  (parallèle à la pente) et  $L'$  (projection horizontale) sont aussi indiqués par les tableaux 2.1 et 2.2. ou 3.1 et 3.2.

#### 3.7.2.2 Prise en compte de la surface du sol et des exigences de sécurité

- > Si le sol est lisse ( $N > 2$ ) ou si des exigences élevées de sécurité sont posées, on applique les valeurs entre  $\tan \varphi = 0,55$  et  $0,50$ .
- > Si le sol est rugueux ( $N < 2$ ) et si aucune exigence particulièrement élevée de sécurité n'est posée, on admet les valeurs de  $\tan \varphi = 0,60$ .

#### 3.7.2.3 Valeurs maximales admissibles pour le facteur d'espacement

Les courbes  $\tan \varphi = 0,60$ ,  $N > 1,3$  et  $f_L = 13$  représentent les valeurs maximales admissibles pour  $f_L$ .

#### 3.7.2.4 Facteur minimal de glissement pour le dimensionnement des ouvrages

Si les ouvrages sont dimensionnés pour le facteur de glissement  $N = 1,2$ , le facteur d'espacement choisi ne doit pas se trouver au-dessus de la courbe correspondante.

#### 3.7.2.5 Grandes hauteurs d'ouvrages

Si la hauteur verticale d'ouvrage  $H_K$  est supérieure à 4,5 m, les valeurs maximales pour  $f_L$  sont sur les courbes correspondantes.

#### 3.7.2.6 Marge

La marge qui reste dans le calcul de l'espacement, selon le chiffre 3.2.3, sert à adapter les ouvrages de stabilisation de la neige aux exigences imposées par l'objet à protéger. Pour le facteur d'espacement  $f_L$  on recommande généralement une marge entre  $\tan \varphi = 0,55$  et  $0,50$ .

#### 3.7.2.7 Climat

Pour obtenir une sécurité suffisante contre le déclenchement, il faut aussi tenir compte du climat lors du choix de l'espacement des ouvrages. En particulier sur les versants nord ou dans les régions des Préalpes à forte pluviosité, on admettra, s'il le faut, des valeurs encore plus petites que pour  $\tan \varphi = 0,50$ .

#### 3.7.2.8 Déclivité variable

Lorsque la déclivité varie sur l'espace entre deux ouvrages, on introduira pour  $\psi$  dans le calcul de  $L$  la pente de la droite reliant le pied des ouvrages.

Figure 13 > Facteur d'espacement.

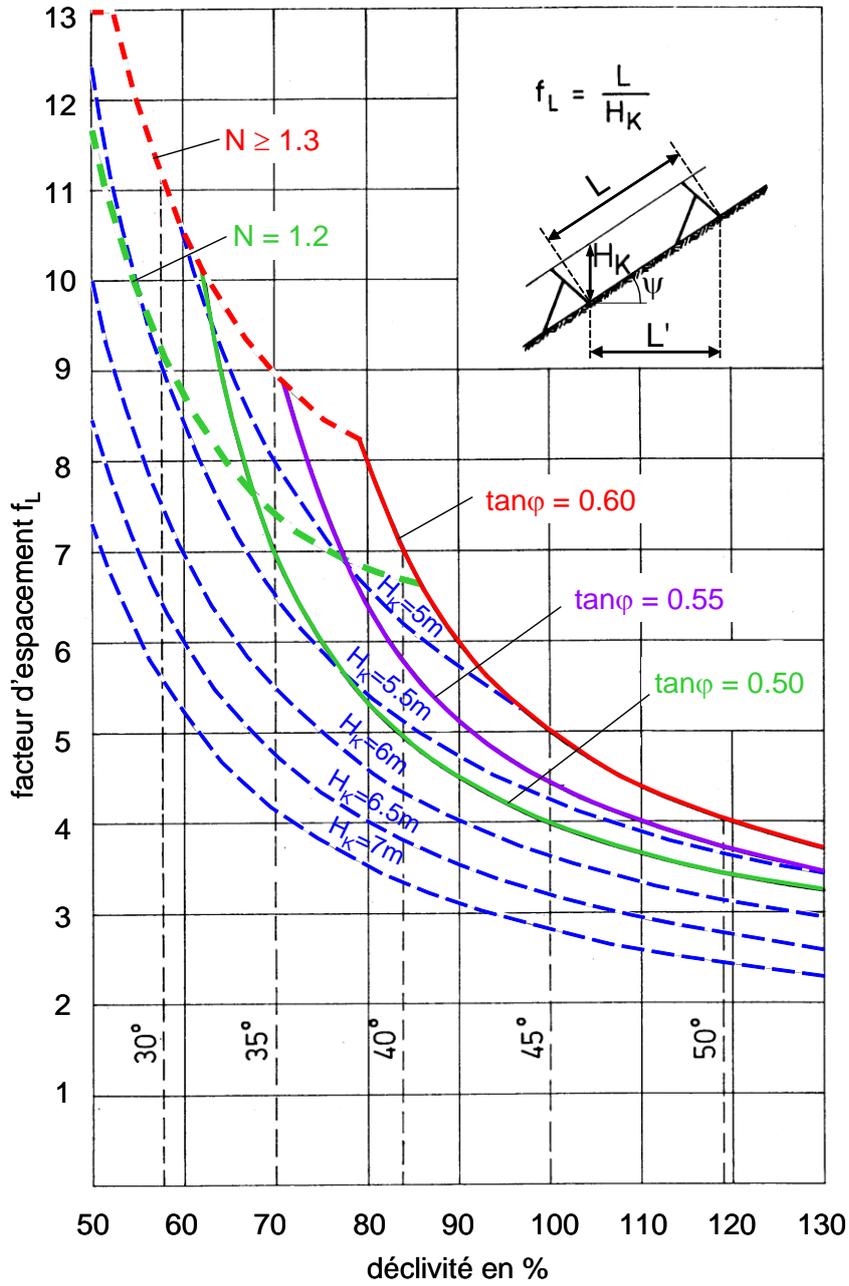


Tableau 2.1 &gt; Espacement des ouvrages, parallèlement à la pente L selon fig. 13, en [m].

Déclivité	D <sub>k</sub> [m]	H <sub>k</sub> [m]	L [m]					
			N = 1.2			N ≥ 1.3		
			tan φ =			tan φ =		
	0.60	0.55	0.50	0.60	0.55	0.50		
60 % (31°)	1,5	1,75		15,3			18,4	
	2,0	2,33		20,3			24,6	
	2,5	2,92		25,4			30,7	
	3,0	3,50		30,5			36,9	
	3,5	4,08		35,6			43,1	
	4,0	4,66		40,7			49,2	
	4,5	5,25		45,8			49,1	
	5,0	5,83		43,3			43,3	
70 % (35°)	1,5	1,83		13,6	12,8		16,4	12,8
	2,0	2,44		18,1	17,1		21,8	17,1
	2,5	3,05		22,7	21,4		27,3	21,4
	3,0	3,66		27,2	25,6		32,7	25,6
	3,5	4,27		31,8	29,9		38,2	29,9
	4,0	4,88		36,3	34,2		43,6	34,2
	4,5	5,49		35,9			35,9	
	5,0	6,10		32,5			32,5	
80 % (38,7°)	1,5	1,92	13,1	12,3	10,2	15,4	12,3	10,2
	2,0	2,56	17,4	16,4	13,7	20,5	16,4	13,7
	2,5	3,20	21,8	20,5	17,1	25,6	20,5	17,1
	3,0	3,84	26,2	24,6	20,5	30,7	24,6	20,5
	3,5	4,48	30,5	28,7	23,9	35,9	28,7	23,9
	4,0	5,12		32,1	27,3		32,1	27,3
	4,5	5,76		28,6			28,6	
	5,0	6,40		26,4			26,4	

---

**Tableau 2.2 > Espacement des ouvrages, parallèlement à la pente L selon fig. 13, en [m] (suite).**

---

Déclivité	D <sub>k</sub> [m]	H <sub>k</sub> [m]	L [m]		
			N ≥ 1.2		
			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50
90 % (42°)	1,5	2,02	12,1	10,4	9,1
	2,0	2,69	16,1	13,8	12,1
	2,5	3,36	20,2	17,3	15,1
	3,0	4,04	24,2	20,8	18,2
	3,5	4,71	28,2	24,2	21,2
	4,0	5,38		26,5	24,2
	4,5	6,05		24,1	
	5,0	6,73		22,4	
100 % (45°)	1,5	2,12	10,6	9,4	8,5
	2,0	2,83	14,1	12,6	11,3
	2,5	3,54	17,7	15,7	14,1
	3,0	4,24	21,2	18,9	17,0
	3,5	4,95	24,7	22,0	19,8
	4,0	5,66		22,8	22,6
	4,5	6,36		21,0	
	5,0	7,07		19,7	
110 % (47,7°)	1,5	2,23	9,8	8,9	8,2
	2,0	2,97	13,1	11,9	10,9
	2,5	3,72	16,3	14,9	13,6
	3,0	4,46	19,6	17,8	16,3
	3,5	5,20	22,5	20,8	19,1
	4,0	5,95		20,2	
	4,5	6,69		18,8	
	5,0	7,43		17,7	
120 % (50,2°)	1,5	2,34	9,4	8,6	8,0
	2,0	3,12	12,5	11,5	10,7
	2,5	3,91	15,6	14,4	13,4
	3,0	4,69	18,7	17,3	16,1
	3,5	5,47		20,1	18,7
	4,0	6,25		18,3	
	4,5	7,03		17,1	
	5,0	7,81		16,2	
130 % (52,4°)	1,5	2,46	9,1	8,5	8,0
	2,0	3,28	12,2	11,4	10,7
	2,5	4,10	15,2	14,2	13,3
	3,0	4,92	18,3	17,1	16,0
	3,5	5,74		18,3	
	4,0	6,56		16,8	
	4,5	7,38		15,8	
	5,0	8,20		15,1	

Tableau 3.1 &gt; Espacement des ouvrages L' en projection horizontale, selon fig. 13, en [m].

Déclivité	D <sub>κ</sub> [m]	H <sub>κ</sub> [m]	L' = L · cos ψ [m]						
			N = 1.2			N ≥ 1.3			
			tan φ =			tan φ =			
			0.60	0.55	0.50	0.60	0.55	0.50	
60 % (31°)	1,5	1,75		13,1				15,8	
	2,0	2,33		17,4				21,1	
	2,5	2,92		21,8				26,4	
	3,0	3,50		26,2				31,6	
	3,5	4,08		30,5				36,9	
	4,0	4,66		34,9				42,2	
	4,5	5,25		39,3				42,1	
	5,0	5,83		37,1				37,1	
70 % (35°)	1,5	1,83		11,1	10,5			13,4	10,5
	2,0	2,44		14,9	14,0			17,9	14,0
	2,5	3,05		18,6	17,5			22,3	17,5
	3,0	3,66		22,3	21,0			26,8	21,0
	3,5	4,27		26,0	24,5			31,3	24,5
	4,0	4,88		29,7	28,0			35,7	28,0
	4,5	5,49		29,4				29,4	
	5,0	6,10		26,6			26,6		
80 % (38,7°)	1,5	1,92	10,2	9,6	8,0	12,0	9,6	8,0	
	2,0	2,56	13,6	12,8	10,7	16,0	12,8	10,7	
	2,5	3,20	17,0	16,0	13,3	20,0	16,0	13,3	
	3,0	3,84	20,4	19,2	16,0	24,0	19,2	16,0	
	3,5	4,48	23,8	22,4	18,7	28,0	22,4	18,7	
	4,0	5,12		25,1	21,3		25,1	21,3	
	4,5	5,76		22,4			22,4		
	5,0	6,40		20,6			20,6		

Tableau 3.2 &gt; Espacement des ouvrages L' en projection horizontale, selon fig. 13, en [m] (suite).

Déclivité	D <sub>K</sub> [m]	H <sub>K</sub> [m]	L' = L · cos ψ [m]		
			N ≥ 1.2		
			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50
90 % (42°)	1,5	2,02	9,0	7,7	6,7
	2,0	2,69	12,0	10,3	9,0
	2,5	3,36	15,0	12,9	11,2
	3,0	4,04	18,0	15,4	13,5
	3,5	4,71	21,0	18,0	15,7
	4,0	5,38		19,7	18,0
	4,5	6,05		17,9	
100 % (45°)	1,5	2,12	7,5	6,7	6,0
	2,0	2,83	10,0	8,9	8,0
	2,5	3,54	12,5	11,1	10,0
	3,0	4,24	15,0	13,3	12,0
	3,5	4,95	17,5	15,6	14,0
	4,0	5,66		16,1	16,0
	4,5	6,36		14,8	
110 % (47,7°)	1,5	2,23	6,6	6,0	5,5
	2,0	2,97	8,8	8,0	7,3
	2,5	3,72	11,0	10,0	9,2
	3,0	4,46	13,2	12,0	11,0
	3,5	5,20	15,1	14,0	12,8
	4,0	5,95		13,6	
	4,5	6,69		12,6	
120 % (50,2°)	1,5	2,34	6,0	5,5	5,1
	2,0	3,12	8,0	7,4	6,9
	2,5	3,91	10,0	9,2	8,6
	3,0	4,69	12,0	11,1	10,3
	3,5	5,47		12,8	12,0
	4,0	6,25		11,7	
	4,5	7,03		10,9	
130 % (52,4°)	1,5	2,46	5,6	5,2	4,9
	2,0	3,28	7,4	6,9	6,5
	2,5	4,10	9,3	8,7	8,1
	3,0	4,92	11,1	10,4	9,7
	3,5	5,74		11,1	
	4,0	6,56		10,2	
	4,5	7,38		9,6	
	5,0	8,20		9,2	

### 3.8 Intervalles latéraux entre les ouvrages

#### 3.8.1 Disposition discontinue

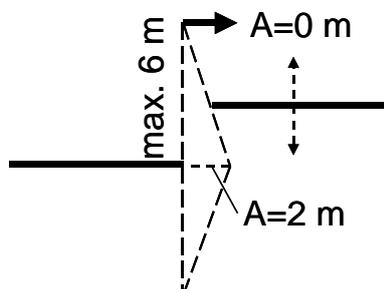
Pour une disposition discontinue, les intervalles A seront limités à 2 m dans les terrains exposés aux coulées.

$$\boxed{A \leq 2 \text{ m}} \quad [\text{m}] \quad (9)$$

L'intervalle L doit être entièrement couvert en amont par un ouvrage (sauf évidemment pour la rangée supérieure).

Si les ouvrages voisins sont légèrement décalés dans la ligne de pente, la projection de la brèche sera fermée en direction de la ligne de pente par un décalage croissant des ouvrages, selon la figure 14.

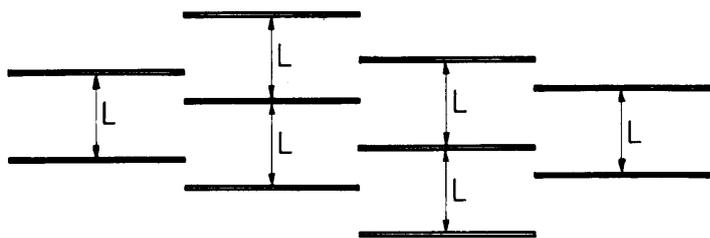
Figure 14 > Détermination du décalage d'ouvrages échelonnés.



#### 3.8.2 Disposition échelonnée

Dans une disposition échelonnée, les interruptions peuvent être librement déterminées, mais les brèches de plus de 2 m en projection le long de la ligne de pente doivent être bien couvertes (fig. 15) par les ouvrages en amont qui présentent l'espacement normal ou elles doivent être partiellement fermées, selon le chiffre 3.8.1.

Figure 15 > La disposition échelonnée doit respecter l'espacement normal L.



---

### 3.9 Longueur des tabliers continus

#### 3.9.1 Définition

Les tabliers continus se composent d'une suite ininterrompue d'ouvrages individuels. La longueur  $l$  d'un ouvrage isolé (sans la garniture intermédiaire) est la dimension moyenne horizontale effective de la surface d'appui (clais chiffre 5.8.1.3.4, filets chiffre 5.8.3.5.).

#### 3.9.2 Longueurs minimales et maximales

Normalement, la longueur minimale d'un tablier continu ne doit pas être inférieure à une fourchette de 16 à 22 m pour tous les genres de disposition.

Pour des raisons pratiques (possibilité de traverser), elle ne devrait cependant pas dépasser 50 m.

## 3.10 Conditions locales influençant la pression de la neige

### 3.10.1 Définitions

La pression de la neige sur un ouvrage de stabilisation dépend des facteurs locaux suivants :

- >  $\rho$  densité moyenne de la neige\*
- >  $H$  hauteur verticale de la neige à l'emplacement de l'ouvrage
- >  $K$  facteur de reptation\*, dépendant de la densité de la neige et de la déclivité
- >  $N$  facteur de glissement, dépendant de la couverture du sol, de sa rugosité et de son insolation
- >  $f_c$  facteur d'altitude, influençant la densité
- >  $f_R$  facteur marginal, dépendant des intervalles entre les ouvrages (ou de leur disposition) et du facteur de glissement.

Certains de ces facteurs doivent être déterminés sur le terrain pour chaque projet d'aménagement et même pour chaque emplacement d'ouvrage ; d'autres peuvent être obtenus par déduction de valeurs généralement reconnues. Ces derniers sont accompagnés d'un \* dans le tableau ci-dessus. Le calcul de la pression de la neige à partir des facteurs cités est traité aux chapitres 4 et 5.

### 3.10.2 Densité de la neige

La densité moyenne d'un manteau neigeux, tel qu'il se présente dans le cas d'une **hauteur extrême de neige**, est admise uniformément à  $\rho_H = 0,270 \text{ t/m}^3$ . Cette valeur est valable dans les Alpes suisses pour une altitude de 1500 m et une exposition WNW-N-ENE. La variation de cette valeur de base en fonction de l'altitude et de l'exposition est prise en compte par le facteur d'altitude  $f_c$  (chiffre 3.10.6) et le facteur de glissement  $N$  (chiffre 3.10.5). L'augmentation de la densité due au tassement est prise en considération, à partir de la valeur de base citée, par les prescriptions de construction (chiffre 5.5.3).

### 3.10.3 Hauteur de neige à l'emplacement de l'ouvrage

La hauteur d'ouvrage  $H_k$  dérivée de la hauteur extrême de neige  $H_{\text{ext}}$  calculée selon le chiffre 3.6.2, est déterminante comme valeur de départ pour le calcul de la pression de neige.

### 3.10.4 Facteur de reptation

Les valeurs du facteur de reptation en fonction de la densité et de la déclivité sont spécifiées sous le chiffre 4.2 (tabl. 6). En pratique, on néglige la faible variation dans l'intervalle de déclivité entre 35° et 45° (on admet  $\sin 2\psi = 1$ ).

### 3.10.5 Conditions et facteur de glissement

Le facteur de glissement N, qui représente l'augmentation de la pression de neige due à un glissement du manteau neigeux sur le sol (chiffre 3.1.1.1), dépend de la rugosité du sol et de l'exposition (insolation). On distingue 4 classes de sol et 2 secteurs d'exposition (voir tabl. 5).

Pour des sols de qualités intermédiaires, on peut interpoler N. Si la pente dépasse 45°, on adoptera une échelle plus sévère et on l'adoucira pour une déclivité inférieure à 35°. Si les facteurs de glissement sont élevés, on examinera tout d'abord si une **amélioration artificielle de la rugosité du sol** (terrasses, réseaux de pieux, etc.) ne serait pas plus avantageuse qu'une exécution plus solide des ouvrages. Une augmentation artificielle est de toute façon indispensable lorsqu'on établit des râteliers à titre d'ouvrages temporaires; les fondations amont de tels râteliers ne sont pas construites pour supporter de gros efforts de traction.

### 3.10.6 Facteur d'altitude

Le facteur d'altitude  $f_c$  n'est nullement une propriété intrinsèque de la pression de la neige, mais il provient de la détermination d'une densité. Il représente l'augmentation de la densité avec l'altitude Z (en m) et tient aussi compte de l'accroissement correspondant du facteur de reptation. L'augmentation en fonction de l'altitude de la pression de neige est admise à 2% par 100 m entre 1500 et 3000 m:

$$f_c = 1 + 0,02 \left( \frac{Z}{100} - 15 \right) \quad (10)$$

**Tableau 4 > Facteur d'altitude.**

Pour des altitudes au-dessous de 1500 m, on admet  $f_c$  à 1,00 et au-dessus de 3000 m, à 1,30.

Z:	altit. (m)	1500	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
$f_c$ :	-	1,00	1,02	1,06	1,10	1,14	1,18	1,22	1,26	1,30

### 3.11 Conditions de fondation des ouvrages

L'étude du projet comprend l'examen des conditions de fondation des ouvrages, qui doit porter sur :

- > la structure géologique du sous-sol (profondeur, qualité et fissures du rocher, qualité du terrain le recouvrant, humidité et gel, mouvement interne du sol [solifluxion], éventuellement chimie du sol et compatibilité avec le matériau des fondations);
- > la détermination de la résistance du sous-sol (p.ex. tests de résistance à la traction du tirant);
- > le choix du type d'ouvrage: les exigences posées au terrain de fondation par le genre d'ouvrage variant selon les types d'ouvrage, les conditions de la fondation doivent être prises en compte avant le choix du type d'ouvrage (p. ex. sondage et ancrage d'essais);
- > le genre de la fondation (tirants, micropieux, fondations scellées ou préfabriquées).

**Tableau 5 > Classes de sols et facteurs de glissement.**

Classe de sols	Facteur de glissement N	
	 Exposition WNW-N-ENE	 Exposition ENE-S-WNW
<b>Classe 1</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• éboulis de gros blocs (<math>d^* \geq 30</math> cm)</li> <li>• terrain hérissé de blocs plus ou moins gros</li> </ul>	1,2	1,3
<b>Classe 2</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• broussailles de vernes ou de pins, hautes de 1 m au moins</li> <li>• gros mamelons (plus de 50 cm de haut) couverts de gazon ou d'arbrisseaux</li> <li>• sillons (traces de vaches) profondément creusés</li> <li>• éboulis grossiers (<math>d^* 10</math> à 30 cm)</li> </ul>	1,6	1,8
<b>Classe 3</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• gazon court coupé d'arbrisseaux (bruyère, rhododendrons, myrtilles, vernes en buissons et pins, hauts de moins de 1 m)</li> <li>• fin pierrier (<math>d^* \leq 10</math> cm) mélangé de gazon et de buissons</li> <li>• petits mamelons, jusqu'à 50 cm de hauteur, couverts de gazon ou de buissons, éventuellement disséminés sur un gazon lisse</li> <li>• gazon coupé de sillons peu profonds</li> </ul>	2,0	2,4
<b>Classe 4</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• chaume lisse et uniforme</li> <li>• dalles lisses à stratification parallèle à la pente</li> <li>• pierrier uni, mélangé de terre</li> <li>• vallonements marécageux</li> </ul>	2,6	3,2

$d^*$  est la grosseur moyenne des blocs, caractéristique de la rugosité du sol.

## 4 > Effets généraux de la pression de la neige

### 4.1 Généralités

Ce chapitre ne renseigne que de façon générale sur les forces en action: le dimensionnement des ouvrages devra se faire selon les indications figurant sous le chiffre 5. La pression de la neige agissant dans le plan vertical par la ligne de pente se compose en général de la pression due à un freinage local

- > de la reptation (pression de reptation),
- > de l'éventuel mouvement de glissement (pression de glissement).

### 4.2 Composante parallèle à la pente de la pression de neige

La composante parallèle à la pente de la pression de reptation et de glissement sur une surface rigide, perpendiculaire à la ligne de pente, et illimitée le long d'une ligne de niveau, vaut

$$S'_N = \rho \cdot g \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K \cdot N \quad [\text{kN/m}] \quad (11)$$

- $S'_N$  composante parallèle à la pente de la pression de neige par unité de longueur de la surface d'appui (en direction de la ligne de niveau) [kN/m']
- $\rho$  densité moyenne du manteau neigeux (dépend de l'altitude et de l'exposition) [t/m<sup>3</sup>]
- $g$  accélération terrestre (=10 m/s<sup>2</sup>)
- $H$  hauteur verticale de neige [m]
- $K$  facteur de reptation (dépend de la déclivité  $\psi$  et de la densité  $\rho$  selon le tableau 6)
- $N$  facteur de glissement selon le chiffre 3.10.5

Les valeurs données dans le tableau 6, multipliées par  $\sin 2\psi$ , donnent approximativement les valeurs  $K$  correspondant aux densités.

$S'_N$  est en général considérée comme uniformément répartie sur la hauteur du tablier (simplification de la répartition compliquée des pressions dans un manteau neigeux, même homogène).

**Tableau 6 > Facteur de reptation en fonction de la densité moyenne de neige ( $\rho$ ) et de la déclivité ( $\psi$ ).**

$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	0,2	0,30	0,40	0,50	0,60
$K/\sin 2\psi$	0,7	0,76	0,83	0,92	1,05

### 4.3 Composante perpendiculaire à la pente de la pression de neige

La composante perpendiculaire à la pente de la pression de neige sur une surface d'appui rigide, perpendiculaire à la ligne de pente, intervient lorsque le tassement  $y$  est entravé (adhérence, rugosité). Elle vaut :

$$S'_Q = S'_N \frac{a}{N \cdot \tan \psi} \quad [\text{kN/m}'] \quad (12)$$

$$\frac{a}{N \cdot \tan \psi} = \tan \varepsilon = \frac{S'_Q}{S'_N} \quad (13)$$

- $S'_Q$  composante perpendiculaire à la pente de la pression de neige par unité de longueur de la surface d'appui (en direction de la ligne de niveau) [kN/m']  
 $\varepsilon$  angle que la résultante de l'addition vectorielle de  $S'_N$  et  $S'_Q$  de la pression de la neige forme avec la parallèle à la ligne de pente [°]  
 $a$  coefficient dépendant de la qualité de la neige (variant entre 0,2 et 0,5)

$S'_Q$  est également admise uniformément répartie sur la hauteur.

#### 4.4 Surcharge de tabliers déversés

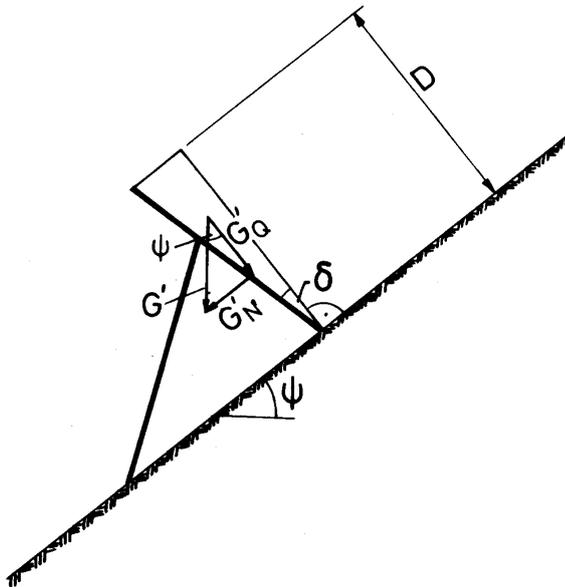
Lorsque la surface d'appui n'est pas perpendiculaire à la pente, il faudra ajouter à la poussée fondamentale  $S_N$  et  $S_Q$  le poids  $G'$  du prisme de neige compris entre la surface d'appui et le plan normal à la pente. Le plan normal passe par l'intersection de la surface d'appui avec le sol si le déversement de cette dernière est vers l'aval – et dans le cas d'un déversement amont, par l'arête supérieure de la surface d'appui (barrière verticale).

On a pour surface d'appui plane (v. fig. 16):

$$G' = \rho \cdot g \cdot \frac{D^2}{2} \cdot \tan \delta \quad [\text{kN/m}'] \quad (14)$$

- $G'$  poids du prisme de neige par unité de longueur (en direction de la ligne de niveau, action verticale) [kN/m']  
 $D$  épaisseur de neige, mesurée perpendiculairement [m]  
 $\delta$  dévers: angle entre la surface d'appui et la normale à la pente [°]  
 $G'_N, G'_Q$  composantes de  $G'$  parallèle et perpendiculaire à la pente [kN/m']  
 $\rho$  densité moyenne du manteau neigeux [t/m<sup>3</sup>]

Figure 16 > Surcharge d'un tablier déversé.

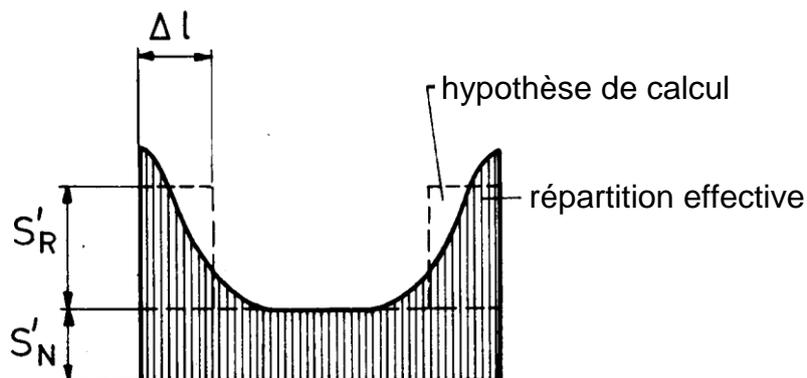


## 4.5 Forces marginales

Si la surface est limitée latéralement, des forces marginales apparaissent aux extrémités de l'ouvrage, car la neige peut s'écouler sur les côtés et produire ainsi un effet de freinage qui s'étend au-delà des bords. Ces forces dépendent de tous les facteurs conditionnant la pression de neige sur un ouvrage de longueur infinie, ainsi que des dimensions, de la forme, de la rugosité du tablier et, spécialement aussi, du facteur de glissement. La figure 17 illustre la répartition des pressions de neige. Dans la pratique, on remplace les pressions marginales intégrées sur la longueur de l'ouvrage par une surcharge marginale constante équivalente à  $S'_R$  sur une longueur d'application  $\Delta l$  (voir chiffre 5.5.2.4).

Le facteur d'influence  $\eta$  d'un ouvrage ou d'un élément mince (concernant les pressions supportées) est défini comme le rapport entre la pression effective de neige, avec la surcharge marginale, et la pression de neige sans surcharge marginale.

Figure 17 > Répartition de la pression de neige sur une surface d'appui limitée latéralement.



## 4.6 Pression de neige sur les éléments minces d'un ouvrage

### 4.6.1 Pression de neige sur les piliers

Lorsque le manteau neigeux est retenu au-dessous d'un ouvrage, les piliers des ouvrages rigides et des filets à neige sont soumis à des pressions de neige s'exerçant vers l'aval (fig. 18). L'importance de ces charges dépend largement du facteur d'influence  $\eta$  du pilier. Ce facteur augmente en cas de forts glissements. La pression de neige sur les piliers peut être admise sous la forme d'une charge linéaire  $q'_s$  uniformément répartie

$$q'_s = \eta \cdot S'_N \cdot \frac{\text{diamètre du pilier}}{\text{longueur du pilier}} \cdot \sin \alpha \quad [\text{kN/m}'] \quad (15)$$

$q'_s$  la pression de neige sur le pilier correspond à la charge linéaire; la direction  $q'_s$  est perpendiculaire à l'axe du pilier (en aval seulement si le pilier ne peut pas pivoter sur son axe). La ligne d'application se situe dans l'axe du pilier [kN/m'].

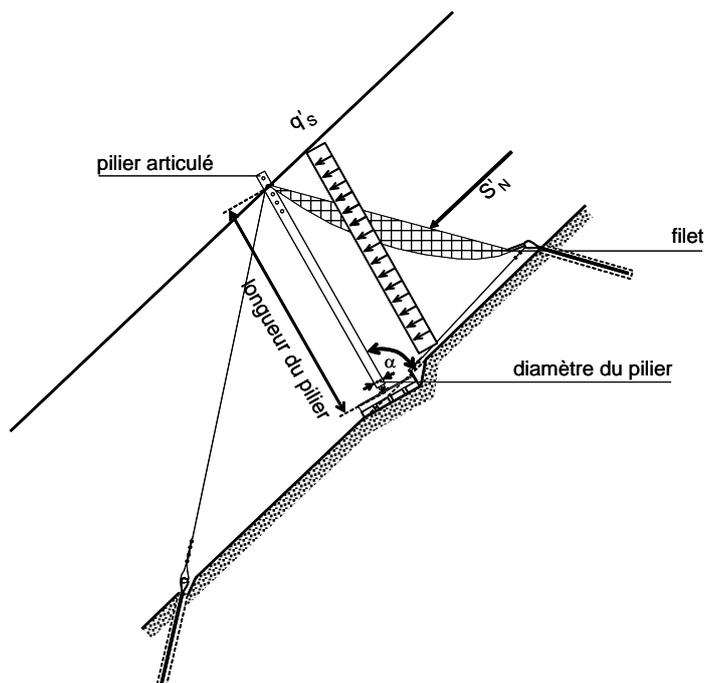
$\eta$  facteur d'influence du pilier.

$S'_N$  composante parallèle à la pente de la pression de neige par unité de longueur de la surface d'appui [kN/m'], formule (11).

- diamètre et longueur du pilier en [m].

$\alpha$  angle entre l'axe du pilier et la surface du sol en [°].

Figure 18 > Pression de la neige  $q'_s$  sur le pilier d'un filet.



Le facteur d'influence  $\eta$  peut être admis comme ayant la valeur de 1. En cas de glissement extrême, ce facteur peut s'élever jusqu'à 5. Sur les lieux où les glissements de neige sont faibles ( $N < 1,6$  ou si la protection contre les glissements est efficace), les forces transversales à prévoir ne sont pas importantes.

#### 4.6.2 Pression de la neige sur les câbles et les tubes en acier

Lorsque les câbles métalliques ou les poteaux exposés à la pression de neige sont minces (p.ex. câbles d'ancrage latéraux), il faut s'attendre à des **effets marginaux fortement accrus**. Ces derniers dépendent de tous les facteurs conditionnant la pression de neige sur un ouvrage de longueur infinie ainsi que du diamètre du câble ou du poteau, de la position de l'ouvrage par rapport à la zone de compression et, spécialement aussi, du facteur de glissement. La pression de neige peut être estimée approximativement à l'aide de la formule (15) en veillant tout de même à augmenter le facteur d'influence  $\eta$ . Pour déterminer cette dernière valeur, il n'existe que des estimations très sommaires. Comme ordre de grandeur, le facteur d'influence  $\eta$  serait de 50 pour une épaisseur de neige de 200 cm et un diamètre de câble de 1 cm.

#### 4.7 Forces latérales

En raison d'irrégularités du terrain et de la hauteur de neige, la résultante de toutes les poussées sur la surface d'appui, selon les chiffres 4.2 à 4.4, ne passe pas toujours par un plan perpendiculaire à cette dernière (voir conditions au chiffre 3.4.4). Pour en tenir compte, on admet une force latérale  $S_s$  parallèle à la ligne de niveau (chiffre 5.5.6). Il faut également calculer une force latérale plus élevée dans la zone d'influence des forces marginales.

## 5 > Dimensionnement des ouvrages de stabilisation composés

---

### 5.1 Matériaux

#### 5.1.1 Acier

##### 5.1.1.1 Groupes de qualité d'acier

Pour le choix du groupe de qualité d'acier, on applique les exigences posées dans la norme SIA 263 pour les applications dans le domaine du bâtiment. Selon le tableau 18, à la page 81 de la norme SIA 263 (édition de 2003), on doit employer un groupe de qualité JR ou éventuellement un groupe de qualité supérieure.

##### 5.1.1.2 Résilience

Les constructions spéciales, les pièces difficiles à souder, les fortes épaisseurs de tôle, les déformations à froid, etc. exigent le choix de groupes de qualité d'acier offrant une résilience suffisante.

#### 5.1.2 Bois

##### 5.1.2.1 Choix du bois

Pour le choix du bois, on se base sur la norme SIA 265/1, paragraphe 5, Tri des bois ronds et des bois de sciage.

##### 5.1.2.2 Résistance des espèces ligneuses

La longévité d'un paravalanche peut aussi être notablement accrue par le choix de **bois résistant aux champignons**, comme le cœur de châtaignier, de chêne et de robinier. Le cœur de mélèze, moins résistant, permet selon l'emplacement d'atteindre une durabilité de 10 ans au moins. L'aubier de ces bois est cependant autant exposé aux champignons que le bois de l'épicéa, du sapin, du douglas, du hêtre et du frêne.

##### 5.1.2.3 Protection technico-chimique du bois

Une **imprégnation industrielle** nécessitant une pénétration minimale (15 mm) du produit de protection dans le bois d'épicéa, de sapin et de pin est réalisée à l'aide dudit

procédé par pression alternée. Un prétraitement mécanique (p.ex. une perforation) ou une double protection supplémentaire à l'interface de la zone terre-air prolonge considérablement la durabilité du bois des piliers et des tabliers. Cette intervention, couramment appliquée pour les poteaux téléphoniques, est décrite dans les Directives de SWISSCOM SA et de l'Union des centrales suisses d'électricité (UCS) relatives à l'application du procédé par perforation (1999; UCS n° 2.59 f). Il s'agit d'un traitement mécanique préliminaire des supports en bois. En vertu de la législation fédérale sur les toxiques et sur l'environnement, on emploiera des produits qui ne mettent en danger ni les personnes ni l'environnement. Si l'on utilise du bois imprégné, il est indispensable que ce bois porte la mention du signe de qualité de LIGNUM « bois imprégné sous pression » ce qui garantit qu'il contient les quantités adéquates de produits de traitement. L'ordonnance sur la protection de l'air spécifie que le bois imprégné sous pression doit être acheminé pour son usage final dans une installation appropriée à cet effet (usine d'incinération des ordures ménagères ou cimenterie). Pour des raisons écologiques et techniques, il est déconseillé de procéder soi-même à une imprégnation manuelle.

En vertu de l'ordonnance sur la réduction des risques liés aux produits chimiques (ORR-Chim, 2005), ce traitement est prohibé sans l'octroi d'une autorisation spéciale de la part du canton.

**Les ouvrages non imprégnés** seront constitués uniquement en bois de châtaignier, de robinier ou de chêne. Si la durabilité attendue est inférieure à 20 ans, on peut aussi utiliser du mélèze (sans l'aubier) issu d'un milieu présentant des conditions de croissance lente.

### 5.1.3 Autres matériaux

Si l'on emploie des matériaux tels que câbles d'acier, métaux légers, béton, matière plastique etc., les caractéristiques de résistance et de déformation doivent être spécifiées de manière exacte.

## 5.2 Analyse et dimensionnement de la console

### 5.2.1 Principe

#### 5.2.1.1 Vérification

En dérogation aux normes SIA, seule la vérification de la **sécurité structurale** doit être faite selon les charges admises dans les présentes directives techniques. La vérification de l'**aptitude au service** n'est pas exigée. La durabilité des matériaux utilisés sera déterminée en fonction de la durée d'utilisation prévue.

#### 5.2.1.2 Actions

Les actions de la pression de neige indiquées dans cette directive sont des valeurs caractéristiques.

### 5.2.2 Vérification de la sécurité structurale de la console et du tablier

#### 5.2.2.1 Critères de dimensionnement

Les charges admises dans la présente directive sont à considérer comme des actions variables  $Q_k$ . La vérification de la sécurité structurale est donnée par le **coefficient de charge**  $\gamma_Q = 1,5$ . L'**état-limite ultime** est prouvé lorsque le critère suivant est rempli :

$$\boxed{E_d \leq R_d} \quad (16)$$

$E_d = \gamma_Q \cdot Q_k$ : valeur de calcul de l'effet des actions (solicitation); ici,  $Q_k$  est la valeur caractéristique des actions variables (p.ex. pression de la neige) et  $\gamma_Q = 1,5$  le coefficient de charge.

$R_d = R_k / \gamma_M$ : valeur de calcul de la résistance ultime; ici  $R_k$  est la valeur caractéristique de la résistance (p.ex. profil de l'acier) et  $\gamma_M$  le coefficient de résistance.

#### 5.2.2.2 Valeur de calcul de la résistance ultime de l'acier

Pour l'**acier**, on applique la valeur de résistance ultime  $R_d$  selon la norme SIA 263. En règle générale, les coefficients sont les suivants :

- >  $\gamma_{M1} = 1,05$  pour les vérifications de solidité
- >  $\gamma_{M2} = 1,25$  pour les matériaux de liaison et les vérifications en section nette.

#### 5.2.2.3 Valeur de calcul de la résistance ultime du bois

Pour le **bois**, on applique la valeur de résistance  $f_d$  selon la norme SIA 265. Pour le dimensionnement de la console, ces valeurs sont à réduire avec un coefficient d'humidité du bois  $\eta_w$  de 0,7. Il n'est pas nécessaire de les réduire pour le bois du tablier. Ce bois

facile à remplacer présente ainsi une sécurité inférieure par rapport à la rupture que le bois de la console.

#### 5.2.2.4 Valeur de calcul de la résistance ultime des câbles

Pour les **câbles**, on définit la valeur de calcul de la résistance ultime  $R_d$  avec un coefficient  $\gamma_M$  de 1,35 par rapport à la force de rupture minimale.

#### 5.2.2.5 Valeur de calcul de la résistance ultime des autres matériaux

Pour les **autres matériaux**, on détermine la valeur de résistance ultime de cas en cas en collaboration avec un spécialiste et selon les indications figurant sous le chiffre 5.1.3.

### 5.2.3 Vérification de la sécurité structurale de la fondation

#### 5.2.3.1 Critères de dimensionnement

L'état-limite ultime de la fondation est également prouvé avec le critère de dimensionnement selon la formule (16). Pour toutes les charges (actions constantes ou variables), un coefficient de charge unitaire  $\gamma_Q = \gamma_{G,sup} = 1,5$  est à prendre en considération. Pour les actions constantes (p. ex. surcharge de terre), on calculera un coefficient de charge plus élevé que celui de la norme SIA 261.

#### 5.2.3.2 Résistance interne

La **résistance de calcul interne** est à prouver par analogie avec la console. La valeur calculée de la résistance interne  $R_d$  de la fondation préfabriquée en acier et en éléments en acier sollicités en traction (tirants et micropieux) se définit à l'aide d'un coefficient de résistance unitaire  $\gamma_M$  de 1,05.

#### 5.2.3.3 Résistance externe

La **résistance externe** de la fondation se calcule à l'aide d'un procédé simplifié par rapport à la norme SIA 267: la résistance du sous-sol  $R_k$  est déterminée par les valeurs caractéristiques du sol et la résistance du terrain de fondation. Pour les fondations superficielles, les tirants et les micropieux, la valeur de calcul de la résistance externe  $R_d$  est donnée par un coefficient de résistance unitaire de  $\gamma_M = 1,35$ .

Par rapport à une trop grande vitesse de déformation, on respecte une sécurité de 1,5.

## 5.2.4 Indications sur le dimensionnement et l'exécution des constructions en acier

### 5.2.4.1 Calcul de l'effort tranchant

La vérification de la sécurité structurale doit se faire par le calcul de l'effort tranchant **élastique**. Les constructions doivent présenter une **structure définie statiquement**.

### 5.2.4.2 Protection contre la corrosion en général

La superstructure n'a en général **aucun besoin de protection contre la corrosion**. Une surépaisseur de rouille n'est pas nécessaire. Mais on veillera tout de même à construire en respectant les normes de protection contre la corrosion (p.ex. un libre écoulement de l'eau).

### 5.2.4.3 Protection contre la corrosion près du sol et dans le sol

Les parties non remplaçables (p.ex. tirant) proches du sol (jusqu'à 40 cm au-dessus du sol) et les parties de la fondation en contact direct avec la terre doit être protégées contre la corrosion. Cela peut se faire à l'aide d'une **surépaisseur de rouille de 2 mm** par face extérieure. Le zingage des tubes d'ancrage n'est pas recommandé.

Pour les tirants implantés dans un milieu très agressif et/ou exposés à des charges critiques de courant vagabond, on prévoira un **degré de protection 2 contre la corrosion**, selon la norme SIA 267 (apport d'un tube de renfort supplémentaire en matière synthétique).

### 5.2.4.4 Remarque à l'intention des constructeurs

Suivant le type d'acier utilisé, il faut s'attendre à de fortes attaques de corrosion aux éventuelles soudures ou aux recouvrements. Cette éventualité est à prendre en considération au moment de la construction.

### 5.2.4.5 Exigences pour les profils de tabliers

Pour les profils de tabliers, **l'épaisseur du matériel ne doit pas être inférieure à 5 mm**. Ils peuvent aussi être soumis à un essai de choc avec une énergie d'impact de 3,5 kNm. La réduction du moment d'inertie ne doit alors pas dépasser 15%. Cette disposition ne vaut pas pour la console.

### 5.2.4.6 Profils de piliers à parois épaisses

Pour éviter tout endommagement au cours du transport, les profils creux doivent être pourvus d'une **paroi de 4 mm d'épaisseur** au moins.

## 5.2.5 Indications sur le dimensionnement et la réalisation des constructions en bois

### 5.2.5.1 Principes

Une construction judicieuse des détails permet d'améliorer considérablement la longévité des parties en bois qui ne sont pas en contact avec la terre. De telles mesures doivent en premier lieu réduire la pénétration et la stagnation de l'eau de pluie et/ou favoriser le séchage. On veillera à ce que l'eau puisse toujours s'écouler le mieux possible. Un paravalanche en bois sera donc construit avec un râtelier plutôt qu'avec une claie.

### 5.2.5.2 Construire en protégeant le bois

La protection du bois est d'une importance primordiale au moment de la construction. On veillera donc à suivre en tout cas les conseils suivants :

- > utiliser uniquement du bois sain ;
- > éviter d'utiliser inutilement des bois de gros diamètres, afin d'accélérer le séchage ;
- > choisir une disposition verticale des bois ou tout au moins inclinée ;
- > recouvrir les pièces de bois horizontales (p.ex. longrines) ;
- > utiliser du bois d'essences de plus grande longévité pour la construction des consoles (piliers, longrines). Pour les longrines disposées horizontalement, on utilisera du châtaignier si possible, même si le reste des éléments de la construction est par exemple en mélèze ou en bois d'épicéa imprégné.

Ces mesures ne peuvent cependant pas remplacer l'imprégnation de produits de protection ou le choix de bois de cœur plus résistants. Cela vaut en particulier pour les pièces de bois en contact avec la terre.

## 5.2.6 Indications sur le dimensionnement et la réalisation des constructions avec câbles

### 5.2.6.1 Déviation

Sur les appuis intermédiaires, les câbles doivent être guidés par des segments dont le rayon ne doit pas être inférieur à 2,5 fois le diamètre du câble. Pour les angles de déviation de moins de 5°, il n'y a pas de restriction pour le rayon. La pression transversale (charge linéaire) dans la zone d'appui ne doit pas dépasser la valeur de 1 kN/mm'.

### 5.2.6.2 Liaisons

Les liaisons au moyen de pinces, boucles et cosses sont à effectuer selon les normes EN et DIN s'y rapportant.

### 5.2.6.3 Câbles

Les fils d'acier de câbles amovibles et les filets doivent être munis d'un revêtement en zinc de classe B, selon la norme EN 10264, voire normalement zingués, selon la DIN 2078 ou pourvus d'une protection équivalente contre la corrosion.

### 5.2.6.4 Tirants à câbles

Pour les tirants à câble, on utilisera du câble hélicoïdal qui servira d'armature. Les fils d'acier doivent présenter un recouvrement en zinc de la classe A, selon la norme EN 10264, ou être revêtus d'une épaisse couche de zinc, selon la DIN 2078. La tête du tirant doit en outre être protégée avec un tube en acier fermé qui sera relié au mortier d'ancrage ou muni d'une protection équivalente contre la corrosion.

Pour les tirants à câbles implantés dans un milieu très agressif et/ou exposés à des charges critiques de courant vagabond, on prévoira un **degré de protection 2 contre la corrosion**, selon la norme SIA 267 (pose d'une gaine supplémentaire en matière synthétique).

## 5.3 Forme de construction

### 5.3.1 Généralités

La forme de construction de la console est en principe libre. Cela vaut aussi pour sa géométrie (inclinaison du pilier, rapport d'étayage du tablier, angle avec le terrain, largeur des sections, etc.). Les solutions optimales ne doivent pas considérer uniquement les efforts extérieurs et la déclivité, mais elles dépendent tout autant des fondations et du montage. Signalons que même sur des pentes de déclivité variable, on peut sensiblement conserver la même sécurité pour tous les éléments de l'ouvrage (y compris les fondations) en maintenant constants les angles entre tablier, pilier et sol.

### 5.3.2 Dévers du tablier

#### 5.3.2.1 Surfaces d'appui rigides

Pour les surfaces d'appui rigides, un dévers de  $\delta = 15^\circ$  à l'aval de la perpendiculaire à la pente est recommandé (fig. 16).

#### 5.3.2.2 Surfaces d'appui lâches

Pour les surfaces d'appui lâches (filets), on applique un angle de  $\delta = 30^\circ$  par rapport au plan reliant le pied du filet aux points d'attache supérieurs.

#### 5.3.2.3 Terrain abrupt

Dans les terrains très abrupts, on choisira plutôt un angle  $\delta$  plus petit que ceux énoncés aux chiffres 5.3.2.1 et 5.3.2.2, car sinon le tablier est situé trop à plat.

## 5.4 Exécution et maintenance des ouvrages

### 5.4.1 Exécution

#### 5.4.1.1 Matériaux et dimensions

Les matériaux utilisés et toutes les dimensions doivent correspondre aux plans approuvés lors de l'examen des types d'ouvrages.

#### 5.4.1.2 Durée de service

La durée de service des ouvrages permanents est de 80 ans.

## 5.4.2 Maintenance

### 5.4.2.1 Contrôle annuel

Les ouvrages sont en général soumis chaque année à un contrôle visuel.

### 5.4.2.2 Contrôle périodique

L'état des paravalanches est à examiner en détail à la suite de toute charge notable à laquelle ils auraient été soumis ou au moins à des intervalles de 3 à 5 ans. Les éléments critiques (p.ex. liaisons entre le tirant et la superstructure) sont à observer à une distance suffisamment faible pour distinguer les éventuels défauts.

### 5.4.2.3 Évaluation de l'état des ouvrages et planification des interventions

Les dégâts constatés seront évalués à l'aide du tableau 7 et réparés en temps utile.

**Tableau 7 > Évaluation de l'état des ouvrages.**

Appréciation de l'urgence des réparations et de la nécessité d'intervenir	Conséquence pour la sécurité structurale (seuil de résistance atteint ou perte de la stabilité globale de l'ouvrage)	Horizon temporel de la survenance de dommages consécutifs	Conséquences pour la fonctionnalité de l'ouvrage (aptitude au service)	Exemples :
<b>Classification de l'état 1 « bon »</b>				
peu urgentes : observer	peu grave	> 5 ans	pas de mise en danger	<ul style="list-style-type: none"> <li>• poutrelles du tablier tordues</li> <li>• érosion autour du socle des fondations &lt; 10–20 cm</li> <li>• dépôts de matières sur le tablier (&lt; 50 cm d'épaisseur)</li> <li>• érosion superficielle répartie uniformément (tablier)</li> </ul>
<b>Classification de l'état 2 « défectueux »</b>				
moyennement urgentes : réparer dans 1 à 3 ans	moyennement grave	2 à 5 ans	pas encore de mise en danger	<ul style="list-style-type: none"> <li>• piliers légèrement courbés</li> <li>• pincettes à câbles déplacées</li> <li>• ancrage des micropieux enfoncé</li> <li>• ancrages mis à nu &gt;20–40 cm (encore intact)</li> </ul>
<b>Classification de l'état 3 « mauvais »</b>				
très urgentes : réparer immédiatement ou rénover avant l'hiver	grave, risque d'effondrement	1 an	grave danger – effet fortement réduit ou inexistant	<ul style="list-style-type: none"> <li>• piliers infléchis par compression axiale</li> <li>• montant très déformé, voire cassé</li> <li>• tirant cassé ou arraché</li> <li>• micropieux infléchis</li> <li>• câbles rompus</li> </ul>

## 5.5 Actions s'exerçant sur la console

### 5.5.1 Généralités

Si l'on choisit  $H_K > H_{ext}$ , c'est  $H_K$  qui est déterminant pour le dimensionnement (cf. chiffre 3.6.2).

### 5.5.2 Premier modèle de charge de la pression de la neige

#### 5.5.2.1 Composante parallèle à la pente de la pression de la neige

Le premier modèle de charge considère l'enneigement complet de l'ouvrage avec la hauteur de neige  $H_K$ . La composante parallèle à la pente de la pression de la neige s'exprime pour le domaine libre de forces marginales :

$$S'_N = H_K^2 \cdot N \cdot f_c \quad [\text{kN/m}] \quad (17)$$

$H_K$  hauteur de l'ouvrage, mesurée verticalement en [m]

$N$  facteur de glissement selon le chiffre 3.10.5.

$f_c$  facteur d'altitude selon le chiffre 3.10.6.

La formule (17) est dérivée de la formule (11), où l'on prend pour la densité moyenne la valeur relativement faible de  $\rho_H = 0,270 \text{ t/m}^3$  – valable pour une altitude de base de 1500 m et une exposition WNW-N-ENE (cf. chiffre 3.10.2). On prend encore  $K = 0,74$  et  $\sin 2\psi = 1,00$  (cf. chiffre 4.2), valable pour une déclivité de  $45^\circ$ .

#### 5.5.2.2 Composante perpendiculaire à la pente de la pression de la neige

La composante perpendiculaire à la pente de la pression de la neige devient :

$$S'_Q = S'_N \frac{a}{N \cdot \tan \psi} \quad [\text{kN/m}] \quad (18)$$

$$\frac{a}{N \cdot \tan \psi} = \tan \varepsilon = \frac{S'_Q}{S'_N} \quad (19)$$

où l'on considère le cas le plus défavorable avec  $a = 0,35$  ou  $a = 0,50$ .

### 5.5.2.3 Surcharge de déversement

Le poids du prisme de la neige agissant verticalement vaut, en considérant une densité plus grande sur la surface d'appui, pour un tablier plan :

$$G' = 1,50 \cdot D_K^2 \cdot \tan \delta \quad [\text{kN/m}'] \quad (20)$$

$D_K$  hauteur effective du tablier en m, où  $D_K = H_K \cdot \cos \psi$   
 $\delta$  angle entre la surface d'appui et la perpendiculaire à la pente

### 5.5.2.4 Forces marginales

Les forces marginales  $S'_R$  sont considérées comme une surcharge parallèle à la pente répartie sur les longueurs d'application  $\Delta l$  (on n'admet aucune composante perpendiculaire à la pente de la surcharge marginale), figure 20.

$$S'_R = f_R \cdot S'_N \quad [\text{kN/m}'] \quad (21)$$

avec le facteur marginal  $f_R$  :

$$f_R = (0,92 + 0,65 \cdot N) \frac{A}{2} \leq (1,00 + 1,25 \cdot N) \quad (22)$$

$N$  facteur de glissement selon le chiffre 3.10.5  
 $A$  intervalle entre les ouvrages en [m]

La limite supérieure à droite dans la formule (22) vaut pour l'ouvrage isolé ( $A > 2$  m) et ne peut pas être dépassée (fig 19).

$$\Delta l = 0,60 \cdot \frac{A}{2} \leq \frac{D_K}{3} \quad [\text{m}] \quad (23)$$

$\Delta l$  longueur d'application de  $S'_R$  en [m]  
 $D_K$  hauteur efficace du tablier ou du filet en [m]

La limite supérieure à droite dans la formule (23) vaut pour l'ouvrage isolé ( $A > 2$  m) et ne peut pas être dépassée.

Exemples:

On obtient les valeurs déterminantes (soulignées) pour  $f_R$  et  $\Delta l$  selon les formules (22) et (23):

Calcul du facteur marginal  $f_R$  selon la formule (22).

$$N = 2,4 \quad A = 2 \text{ m} \quad f_R = (0,92 + 0,65 \cdot N) \frac{A}{2} = \underline{2,48}$$

$$f_R \leq 1,00 + 1,25 \cdot N = \underline{4,00}$$

$$N = 2,4 \quad A = 4 \text{ m} \quad f_R = (0,92 + 0,65 \cdot N) \frac{A}{2} = 4,96$$

$$f_R \leq 1,00 + 1,25 \cdot N = \underline{4,00}$$

Calcul de la longueur d'application  $\Delta l$  de la force marginale selon la formule (23).

$$A = 2 \text{ m} \quad D_K = 4 \text{ m} \quad \Delta l = 0,6 \frac{A}{2} = \underline{0,60\text{m}}$$

$$\Delta l \leq \frac{D_K}{3} = 1,33\text{m}$$

$$A = 2 \text{ m} \quad D_K = 1,5 \text{ m} \quad \Delta l = 0,6 \frac{A}{2} = 0,60\text{m}$$

$$\Delta l \leq \frac{D_K}{3} = \underline{0,50\text{m}}$$

Figure 19 > Facteur marginal selon la formule 22.

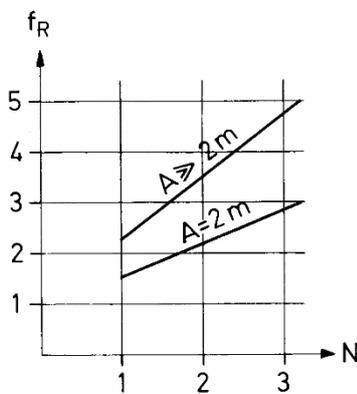
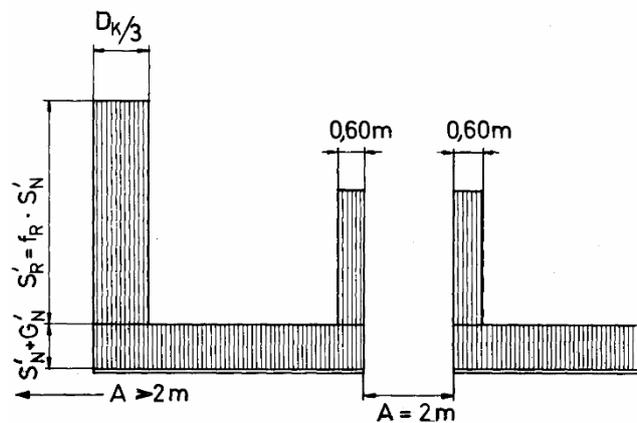


Figure 20 > Surcharge marginale sur le flanc découvert (champ terminal de l'ouvrage) et pour un intervalle de 2 m entre les ouvrages (champ marginal).



Lorsque les ouvrages voisins sont un peu décalés dans la ligne de pente (selon le chiffre 3.8.1), on a les mêmes forces marginales que pour un ouvrage non décalé.

Dans certains cas et malgré une sollicitation inégale des deux extrémités d'un ouvrage, une **construction symétrique** est requise, basée sur la plus grande surcharge marginale. Cette règle est spécialement utile pour de petits ouvrages sur le côté découvert d'un aménagement, d'autant plus qu'ils sont davantage exposés aux atteintes dynamiques.

#### 5.5.2.5 Grandeur de la résultante

On obtient la grandeur de la résultante  $R'$  par addition vectorielle de la somme des composantes parallèles et perpendiculaires au terrain selon les chiffres 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.3 et 5.5.2.4 (fig. 20 et 21).

Pour un ouvrage de longueur infinie, on a :

$$R'_N = S'_N + G'_N \quad (24)$$

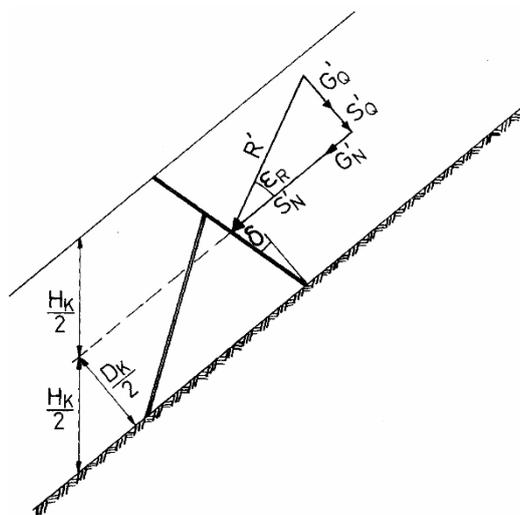
$$R'_Q = S'_Q + G'_Q \quad (25)$$

$$R' = \sqrt{R'^2_N + R'^2_Q} \quad [\text{kN/m}'] \quad (26)$$

Dans la bande marginale où les surcharges s'exercent, on ajoute aux composantes  $S'_N$  et  $G'_N$  la surcharge marginale  $S'_R$ .

$$R'_N = S'_N + S'_R + G'_N \quad (27)$$

Figure 21 > Résultante de la pression de la neige.



### 5.5.2.6 Direction de la résultante

La direction de la résultante (dans le plan perpendiculaire à la ligne de niveau) est obtenue de

$$\boxed{\tan \varepsilon_R = \frac{R'_Q}{R'_N}} \quad (28)$$

où  $\varepsilon_R$  est l'angle formé par la résultante avec la parallèle à la pente. ( $R'$  n'a pas la même inclinaison dans la bande marginale où s'exercent les surcharges que dans le reste de la longueur de l'ouvrage. La vérification de la sécurité structurale de la console s'obtient en calculant la direction de la résultante proportionnellement aux surfaces d'application.)

### 5.5.2.7 Point d'application de la résultante

On admet que le point d'application de la résultante  $R'$  se trouve au **milieu de la hauteur de l'ouvrage**.

## 5.5.3 Deuxième modèle de charge de la pression de la neige

### 5.5.3.1 Détermination

Ce modèle considère la hauteur de neige partielle de l'ouvrage par une hauteur de neige  $h$  valant

$$\boxed{h = 0,77 \cdot H_K} \quad [m] \quad (29)$$

et une résultante  $R'$  de mêmes grandeur et direction que dans le premier modèle de charge (fig. 22).

### 5.5.3.2 Particularités

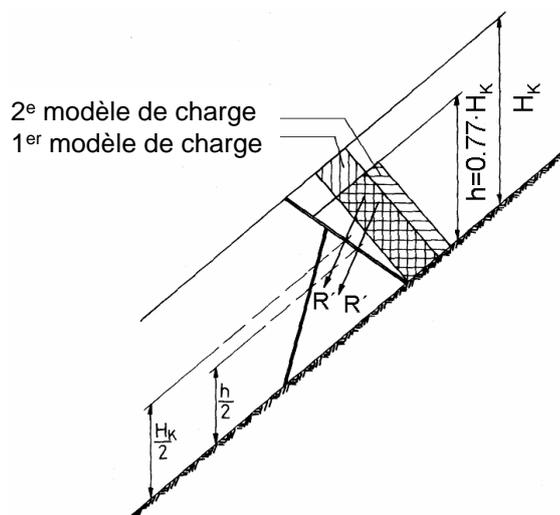
Les particularités du deuxième modèle de charge par rapport au premier se trouvent dans

- > le point d'application plus bas de la résultante à la hauteur  $h/2 = 0,385 \cdot H_K$ , et
- > la pression spécifique de la neige plus élevée [ $\text{kN/m}^2$ ] (augmentation du facteur  $1/0,77 = 1,3$ ).

### 5.5.3.3 Forces marginales

Le facteur marginal  $f_R$  et les longueurs d'application  $\Delta l$  sont admis identiques pour les deux modèles de charge.

Figure 22 > Application de la charge résultante et répartition des pressions de neige pour les deux modèles de charge.



#### 5.5.3.4 Remarque

Les conditions d'enneigement admises dans le deuxième modèle de charge dérive du premier par le tassement et une nouvelle augmentation de la couche de neige. Le poids spécifique ainsi élevé est admis à  $\rho_h = 0,400 \text{ t/m}^3$  – valable pour une altitude de base de 1500 m et pour une exposition WNW-N-ENE. On remarque que  $\rho_h \cdot h > \rho_H \cdot H_K$ .

#### 5.5.4 Pression de la neige sur les piliers

Lorsque le manteau neigeux s'accroche, les piliers d'ouvrages rigides et d'ouvrages flexibles sont soumis à la pression de la neige qui s'exerce en aval. Ces forces transversales peuvent être admises comme étant relativement faibles, sous la forme d'une charge linéaire  $q'_s$ , uniformément répartie, d'une grandeur de (fig. 18):

$$q'_s = \eta \cdot S'_N \cdot \frac{\text{diamètre du pilier}}{\text{longueur du pilier}} \cdot \sin \alpha \quad [\text{kN/m}] \quad (30)$$

$\eta$  facteur d'influence qui dépend notamment du facteur de glissement et qui peut être admis à 1,0. Sur les pentes où les glissements sont extrêmes, on augmentera ce facteur de glissement (cf. chiffre 4.6.1).

$H_K$  hauteur de l'ouvrage en [m]

– diamètre et longueur du pilier en [m]

$\alpha$  angle entre l'axe du pilier et la surface du sol en [°].

La direction  $q'_s$  est perpendiculaire à l'axe du pilier. La ligne d'application se trouve dans l'axe du pilier.

### 5.5.5 Poids propre

Le poids propre des constructions doit être pris en considération pour autant qu'il soit d'importance.

### 5.5.6 Forces latérales

Pour obtenir une stabilité latérale suffisante des ouvrages, on tiendra compte d'une force latérale  $S_s$  parallèle à la ligne de niveau et agissant des deux côtés (voir chiffre 4.7). Si dans le champ marginal ou terminal de l'ouvrage, la résultante de la pression de neige ne s'exerce pas perpendiculairement à la surface d'appui en projection horizontale (p.ex. dans les petites combes), la force latérale  $S_s$  est à multiplier avec le facteur marginal  $f_R$ .

Cette force vaut par ouvrage individuel de longueur  $l$ :

$$S_s = 0,10 \cdot S'_N \cdot l \quad [\text{kN}] \quad (31)$$

On admet que le point d'application est à mi-hauteur de tablier (en supposant une charge répartie uniformément sur la hauteur).

On veillera à une bonne transmission de cet effort du tablier (ou du filet) à la console.

Pour les fondations avec tirants et micropieux, on applique les chiffres 5.9.7.1.4, 5.9.7.2.1, 5.9.7.3.2 et 5.9.7.3.3.

### 5.5.7 Forces ascensionnelles

Les ouvrages peuvent être sollicités par les forces du vent s'exerçant en amont. On veillera à une transmission suffisante de ces forces de la console à la fondation et au sous-sol (cf. chiffre 5.9.3.6) Les forces du vent peuvent être déterminées selon la norme SIA 261, chapitre 6 – Vent.

## 5.6 Actions s'exerçant sur le tablier

### 5.6.1 Actions perpendiculaires au tablier

#### 5.6.1.1 Principe

La répartition, souvent irrégulière dans la nature, des pressions de neige sur la surface d'appui exige de préciser les hypothèses de charge spécifique des éléments du tablier.

#### 5.6.1.2 Charge spécifique

Pour les deux modèles de charge, la charge fondamentale admise est la **pression spécifique de la neige du deuxième modèle de charge**. Conformément à la figure 23, on a pour un tablier plan :

$$P' = R' \cdot \cos(\delta - \varepsilon_R) \quad [\text{kN/m}'] \quad (32)$$

$P'$  composante de la charge résultante  $R'$  (formule 26) perpendiculaire au tablier  
 $\varepsilon_R$  représente l'angle formé par la résultante  $R'$  avec la parallèle à la pente, mesuré selon le chiffre 5.5.2.6 avec  $a = 0,35$

La pression spécifique de la neige  $p_h$  perpendiculaire au tablier devient alors :

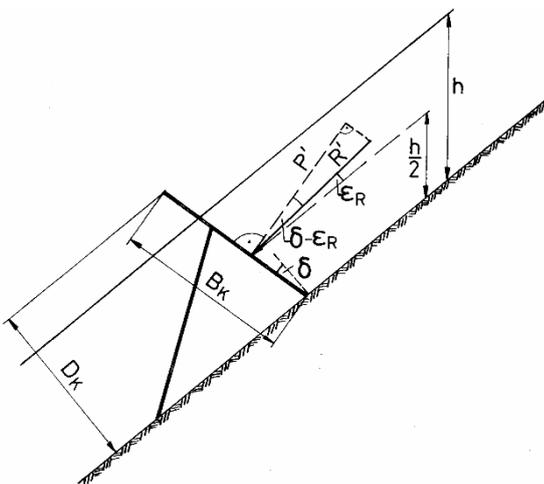
$$p_h = \frac{P' \cdot \cos \delta}{0,77 \cdot D_k} = \frac{P'}{0,77 \cdot B_k} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (33)$$

(augmentée sur les longueurs d'application des charges marginales)

La charge linéaire agissant perpendiculairement sur la largeur de charge  $b$  (= largeur de la traverse + part de l'espace voisin) vaut :

$$p'_B = p_h \cdot b \quad [\text{kN/m}'] \quad (34)$$

Figure 23 > Charge perpendiculaire au tablier.



### 5.6.1.3 Surcharge

On ajoutera à la charge spécifique selon le chiffre 5.6.1.2, de la surface du sol au quart de la hauteur du tablier, sur toute la longueur de l'ouvrage, une **surcharge de 25 %** de la pression spécifique de la neige apparaissant hors des longueurs d'application des charges marginales  $p_h$  (fig. 24).

### 5.6.1.4 Forces marginales et modèles de charge

Pour les tabliers pouvant être soumis à des forces marginales (chiffre 4.5), on considère deux modèles de charge déterminants (fig. 25) :

- > **avec** surcharge marginale  $S'_R$  calculée selon le chiffre 5.5.2.4
- > **sans** surcharge marginale  $S'_R$

### 5.6.2 Actions s'exerçant parallèlement au tablier (forces transversales)

Les forces transversales à considérer dépendent en grande partie de la conformation du tablier, c'est-à-dire du type d'ouvrage. Elles sont par conséquent traitées parmi les particularités des types d'ouvrages.

Figure 24 > Premier modèle de charge du tablier.

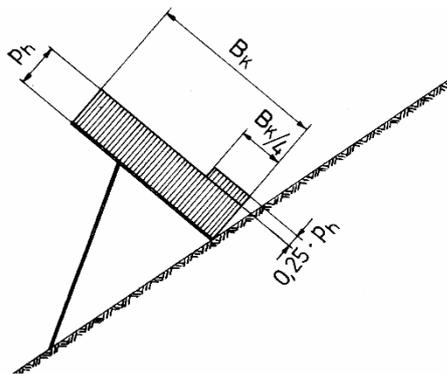
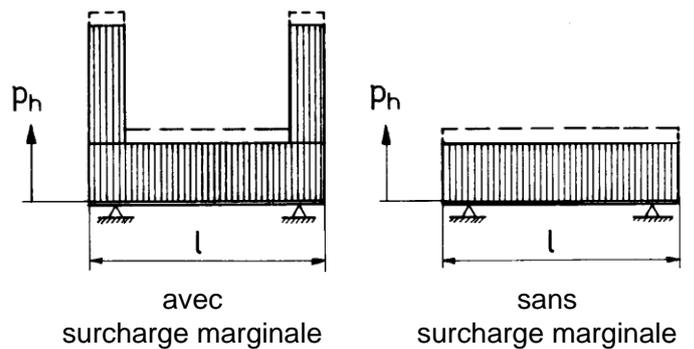


Figure 25 > Modèle de charge avec et sans surcharge marginale.



## 5.7 Exécution et dimensionnement de la console

### 5.7.1 Généralités

#### 5.7.1.1 Principe

Les actions et les modèles de charge mentionnés sous les chiffres 5.5.2, 5.5.3, 5.5.4, 5.5.5 et 5.5.6 sont déterminants pour le dimensionnement de la console. Si cela est nécessaire, on tient également compte des modèles de charge mentionnés sous le chiffre 5.6.1.4 avec ou sans surcharge marginale  $S'_R$ .

#### 5.7.1.2 Portée

La portée des éléments de construction scellés de façon rigide avec la fondation amont est calculée jusqu'au centre B (voir chiffres 5.9.5.3.1 et 5.9.6.3) considéré comme articulation. On admet que la partie entre la surface du sol et le point B n'est pas chargée.

#### 5.7.1.3 Ouvrage isolé

Pour le dimensionnement de la console d'un ouvrage isolé, l'intervalle déterminant est généralement de  $A = 2,0$  m.

### 5.7.2 Dimensionnement des piliers

#### 5.7.2.1 Charge tangentielle

Pour le calcul des piliers d'ouvrages flexibles et rigides, on ajoutera, à la compression axiale, une charge tangentielle due à la pression de la neige, selon le chiffre 5.5.4. Ces deux actions agissent simultanément dans toute leur puissance (interaction de la flexion et de la force normale).

#### 5.7.2.2 Surlongueur

Les piliers et les barres comprimées seront dimensionnés avec une surlongueur minimale de 0,5 m.

### 5.7.3 Particularités pour les râteliers

Pour calculer l'effort sous la charge normale de la longrine inférieure d'un râtelier, on applique le deuxième modèle de charge, avec la surcharge de  $p_h$  de 25 % (selon le chiffre 5.6.1.3).

## 5.7.4 Particularités pour les filets à neige

### 5.7.4.1 Réduction de la pression de la neige parallèle à la pente

On tient compte de la diminution de la composante parallèle à la pente de la pression de la neige, due à la souplesse de la surface d'appui, par un facteur de réduction  $f_s$ . Celui-ci dépend de nombreux facteurs : le glissement de la neige sur le sol ( $f_s$  augmente avec  $N$ ), la flèche, la forme, l'inclinaison et la grandeur des mailles du filet (plus la flèche est faible et les mailles serrées, plus  $f_s$  sera grand).

La composante parallèle à la pente de la pression de la neige devient (modification du chiffre 5.5.2.1) :

$$S'_N = f_s \cdot H_K^2 \cdot N \cdot f_C \quad [\text{kN/m}'] \quad (35)$$

$f_s$  facteur de réduction pour une surface d'appui lâche. Pour des conditions moyennes de glissement, on estimera  $f_s = 0,8$

$H_K$  hauteur verticale de l'ouvrage en [m]

### 5.7.4.2 Flèche

Étant donné que la sollicitation des filets à neige dépend fortement de la flèche, il faudra la contrôler lors du montage, et plus tard aussi après de grosses charges de neige (relâchement des câbles). Elle doit correspondre à la valeur indiquée par le constructeur et doit compter environ 15% de la corde du filet.

### 5.7.4.3 Composante perpendiculaire à la pente de la pression de la neige et force latérale

La composante perpendiculaire à la pente de la pression de la neige (chiffre 5.5.2.2) et la force latérale (chiffre 5.5.6) ne sont pas prises en considération.

### 5.7.4.4 Surcharge

Le prisme de neige, dont le poids  $G'$  ( $\rho = 0,3 \text{ t/m}^3$ ) doit être ajouté à la pression de la neige, est limité par la surface du filet et le plan perpendiculaire à la pente par le pied du filet.

### 5.7.4.5 Deuxième modèle de charge

Le deuxième modèle de charge est à appliquer pour calculer le dimensionnement des filets à neige.

#### **5.7.4.6 Charge sur le filet**

Si, en cas de charge totale, le filet se trouve partiellement sur le pilier (35) il faut admettre la pression totale de la neige comme charge transversale sur la partie correspondante du filet (voir aussi chiffre 5.7.4.2).

#### **5.7.4.7 Excentricité, pilier articulé**

Si, à la suite de la construction de l'articulation, le pilier est sollicité excentriquement, il faudra calculer l'effort de compression avec l'excentricité maximale.

#### **5.7.4.8 Câbles d'ancrage**

Les câbles d'ancrage latéraux qui ne sont pas recouverts par la surface du filet (voir aussi chiffre 4.6.2), sont entièrement soumis à la pression de la neige (facteur d'influence et facteur marginal accrus selon l'intervalle latéral). Ceci doit être pris en considération dans le calcul.

#### **5.7.4.9 Pied du pilier**

Pour le calcul de la dimension de la section au pied du pilier, on admet qu'il faut ajouter à la charge tangentielle selon le chiffre 5.5.4 une inclinaison des piliers dans la ligne de pente de  $10^\circ$  (en amont). La résultante de la charge tangentielle doit représenter au moins 20% de l'effort maximal du pilier.

## 5.8 Exécution et dimensionnement du tablier

### 5.8.1 Dimensionnement du tablier de claies (barres parallèles à la ligne de niveau)

#### 5.8.1.1 Charges normales

##### 5.8.1.1.1 Largeurs de charge

La résistance des barres sera calculée pour leur **largeur de charge effective  $b$** , à l'exception de la barre supérieure, qui ne sera pas plus faible que ses voisines.

##### 5.8.1.1.2 Barre inférieure

La largeur de charge de la barre inférieure se prolonge jusqu'au sol (fig. 26).

#### 5.8.1.2 Charges tangentielles

##### 5.8.1.2.1 Charge spécifique, poussée linéaire

Le dimensionnement des barres est fondé sur une poussée linéaire  $q'_B$  pouvant agir vers le bas ou vers le haut (fig. 28).

Selon la figure 26, nous avons

$$Q' = R' \cdot \sin(\varepsilon_R - \delta) \quad [\text{kN/m}'] \quad (36)$$

$Q'$  composante  $R'$  (chiffre 5.5.2.5) parallèle au tablier  
 $\varepsilon_R$  représente l'angle formé par la résultante de  $R'$  avec la parallèle à la pente, mesuré selon le chiffre 5.5.2.6 avec  $a = 0,5$

La pression spécifique tangentielle répartie uniformément devient alors :

$$q_h = \frac{Q' \cdot \cos \delta}{0,77 \cdot D_K} = \frac{Q'}{0,77 \cdot B_K} \quad [\text{kN/m}'] \quad (37)$$

La charge linéaire tangentielle agissant sur une barre est :

$$q'_B = q_h \cdot b \quad [\text{kN/m}'] \quad (38)$$

### 5.8.1.2.2 Valeur minimale de la charge tangentielle

La valeur minimale de la charge tangentielle à considérer est :

$$q'_B = 0,20 \cdot p'_B \quad [\text{kN/m}] \quad (39)$$

( $p'_B = p_h \cdot b$ ;  $p_h$  selon les formules (33) et (34))

Cette valeur minimale est presque toujours déterminante dans les cas de valeurs élevées du facteur de glissement et de la déclivité.

### 5.8.1.2.3 Ligne d'application

La ligne d'application de la charge tangentielle  $q'_B$  se trouve sur le bord amont de la barre (fig. 28).

### 5.8.1.2.4 Poussée normale

On fera varier la poussée normale  $p'_B$  entre sa valeur minimale et  $q'_B$ . C'est pour s'assurer qu'aucune sollicitation plus défavorable ne se produise.

### 5.8.1.2.5 Sollicitation à la torsion

On examinera attentivement la sollicitation à la torsion résultant de la charge tangentielle. On peut aussi le faire approximativement en doublant la charge tangentielle  $q'_B$  selon la formule (39).

Figure 26 > Largeurs de charge d'une traverse de tablier.

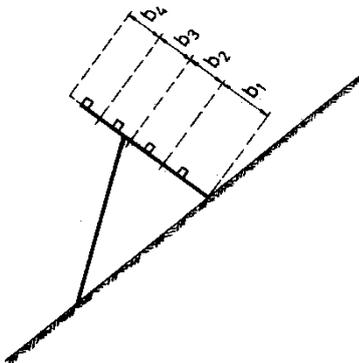


Figure 27 > Charges parallèles au tablier.

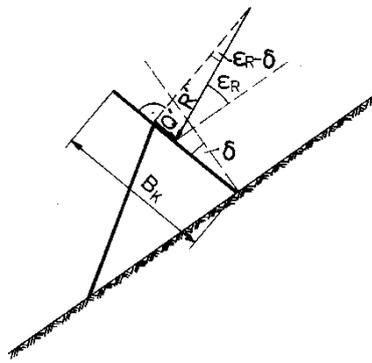
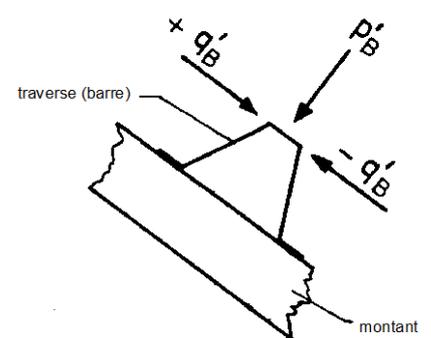


Figure 28 > Charges tangentielles sur la traverse.



### 5.8.1.3 Autres dispositions

#### 5.8.1.3.1 Entrevous

L'entrevous (intervalle libre)  $w$  entre les barres aura comme dimension idéale 250 mm.

Les écarts maximaux admissibles sont:

- > dans les 3/4 supérieurs de la hauteur du tablier,  $200 \text{ mm} \leq w \leq 280 \text{ mm}$ ,
- > dans le quart inférieur de la hauteur du tablier,  $150 \text{ mm} \leq w \leq 280 \text{ mm}$ .

Entre le sol et la traverse inférieure,  $w$  ne doit pas être supérieur à 250 mm.

#### 5.8.1.3.2 Traverse supérieure

La traverse supérieure sera fixée très solidement pour résister à des efforts dynamiques vers le haut.

#### 5.8.1.3.3 Hauteur d'ouvrage

Dans le cas de claies à barres alternées, on prend comme hauteur efficace d'ouvrage  $H_K$  la moyenne arithmétique des hauteurs verticales des arêtes les plus hautes et les plus basses.

#### 5.8.1.3.4 Longueur d'ouvrage

La longueur d'ouvrage  $l$  est la distance moyenne entre les lignes joignant les extrémités des barres.

## 5.8.2 Dimensionnement des tabliers de râteliers (tablier avec barreaux ou traverses perpendiculaires à la ligne de niveau)

### 5.8.2.1 Charges normales

#### 5.8.2.1.1 Largeurs de charge

La résistance des barreaux sera calculée pour une **largeur de charge effective  $b$** , à l'exception du barreau externe, dont la largeur de charge sera admise égale à celle du barreau voisin, et sur lequel agit la surcharge marginale.

#### 5.8.2.1.2 Largeur de charge vers le bas

La largeur de charge d'un barreau s'étend vers le bas jusqu'au sol.

### 5.8.2.1.3 Surcharge

La surcharge au sol de 25 % par rapport à la pression spécifique de la neige, selon le chiffre 5.6.1.3, ne vaut pas pour les barreaux de râtelier (on applique par contre le chiffre 5.7.3).

### 5.8.2.1.4 Deuxième modèle de charge

Le deuxième modèle de charge doit aussi être appliqué au calcul des barreaux.

## 5.8.2.2 Charges tangentielles

On admet comme charge tangentielle la plus défavorable parallèle à la ligne de niveau, dans le plan du tablier, une charge linéaire  $q'_B$  s'appliquant sur le bord amont du barreau. Cette poussée vaut :

$$q'_B = 0,10 \cdot p'_B \quad [\text{kN/m'l}] \quad (40)$$

$p'_B$   $p'_B$  charge normale maximale d'un barreau  
( $p'_B = p_h \cdot b$ ;  $p_h$  selon la formule (33) et les chiffres 5.8.2.1.1 à 5.8.2.1.3.)

La poussée tangentielle due au tassement (composante de  $R'$  perpendiculaire à la pente) doit être prise en considération pour la fixation des barreaux.

## 5.8.2.3 Autres dispositions

### 5.8.2.3.1 Entrevous

- > L'entrevous  $w$  entre les barres aura comme dimension idéale 300 mm.
- > Les écarts maximaux admissibles sont :  $250 \text{ mm} \leq w \leq 330 \text{ mm}$ .
- > Entre le sol et la traverse inférieure,  $w$  ne doit pas être supérieur à 200 mm.

### 5.8.2.3.2 Hauteur d'ouvrage

La hauteur efficace d'ouvrage  $H_K$  sera la distance moyenne verticale entre la ligne joignant les extrémités supérieures des traverses et le sol.

### 5.8.3 Particularités pour les filets à neige (surface d'appui lâche constituée de câbles)

#### 5.8.3.1 Charge spécifique

Le dimensionnement du filet, en particulier des éléments qui transmettent les charges aux consoles et aux fondations, sera déterminé selon le chiffre 5.6.1.2 avec les modifications selon les chiffres 5.7.4.1 et 5.7.4.3 d'après la charge spécifique du deuxième modèle de charge sur toute la hauteur du filet.

#### 5.8.3.2 Répartition et direction de la charge spécifique

On suppose que les pressions de neige sont uniformément réparties sur la hauteur du filet et agissent parallèlement à la charge résultante  $R'$ , formée par  $S'_N$ ,  $G'_N$ ,  $G'_Q$  et éventuellement  $S'_R$ .

#### 5.8.3.3 Entrevous

Les entrevous  $w$  entre les câbles ou les fils formant la surface d'appui (mailles du filet) seront les suivants :

- > Si **aucun treillis de fils** n'est appliqué,  $w$  ne doit pas dépasser **100 mm** pour les câbles.
- > Si un **treillis de fils** d'une grandeur de maille de 50 mm est appliqué, une grandeur de maille de **200 à 250 mm** suffit pour les câbles.
- > Pour assurer un **effet de freinage** suffisant même pour une neige en mouvement peu cohérente, les filets peuvent être garnis soit d'un treillis de fils à mailles de 50 mm, soit d'un recouvrement disposé en échiquier et constitué de tôles, d'un treillis de fils à mailles serrées ou d'un recouvrement équivalent. Si l'on opte pour le recouvrement en échiquier, des mailles de câbles ou des côtés de tôle de **200 à 250 mm** sont recommandés.

#### 5.8.3.4 Hauteur d'ouvrage

La hauteur effective d'ouvrage  $H_K$  sera la moyenne arithmétique des hauteurs verticales au sol du point le plus haut et du point le plus bas du bord supérieur du filet dans un élément médian de l'ouvrage, à pleine charge.

#### 5.8.3.5 Longueur d'ouvrage

La longueur d'ouvrage  $l$  est, pour les filets en forme de trapèze ou de losange, la moyenne arithmétique entre la longueur de la base et celle du bord supérieur.

## 5.9 Exécution et dimensionnement de la fondation

### 5.9.1 Principe

Les deux modèles de charge, selon les chiffres 5.5.2 et 5.5.3, ainsi que les actions selon les chiffres 5.5.4 à 5.5.7, sont applicables au calcul de la fondation.

### 5.9.2 Genres de fondation

#### 5.9.2.1 Construction rigide (chiffre 3.3.1)

Pour établir les fondations permanentes dans un terrain meuble, on peut employer des tirants, des micropieux, des fondations préfabriquées (plaque de base) et des fondations scellées (fig. 1, 2, 29 et 30). On utilise en général deux socles séparés (fig. 29 et 30): un socle amont (socle du montant ou seuil) et un socle aval (socle du pilier). Si l'on doit fonder dans un terrain meuble, mouvant ou peu résistant, on relie les socles du montant et du pilier par une barre comprimée résistant à la traction et à la compression. Des indications sur les mouvements de reptation admissibles figurent au tableau 13.

#### 5.9.2.2 Constructions lâches (filets à neige) et spéciales (barrières, tabliers amarrés).

Les efforts de traction peuvent être supportés par des tirants (voir chiffre 5.9.7). Les pentes à pergélisols sujettes à des mouvements de reptation tolérables seront aménagées de filets à neige, car ces derniers sont moins sensibles aux reptations que les ouvrages rigides (voir chiffre 7.4.3.1).

#### 5.9.2.3 Construction temporaire

Lors de construction de râteliers temporaires en bois selon la formule usuelle, les efforts de traction admissibles sur la fondation amont sont très limités (voir fig. 32). Pour réduire ces efforts à un minimum, il faut

- > prévoir une augmentation artificielle de la rugosité du sol (constructions de terrasses, plantation de pieux, etc.) si le facteur de glissement est élevé;
- > éviter d'implanter de tels ouvrages sur des terrains à forte déclivité ou recevant de grandes hauteurs de neige.

Dans le cas contraire, il faut soit prévoir des fondations dimensionnées spécialement pour les efforts de traction (p.ex. avec des tirants selon le chiffre 5.9.7) soit implanter des ouvrages permanents.

Figure 29 > Ouvrage muni de socles de fondation séparés, avec détermination graphique des forces qui y agissent, pour un pilier non encastré à ses deux extrémités (arc à trois articulations) et un montant librement articulé en B.

Le socle du pilier est constitué d'une plaque de base et celui du montant d'un micropieu et d'un tirant pour terrain meuble.

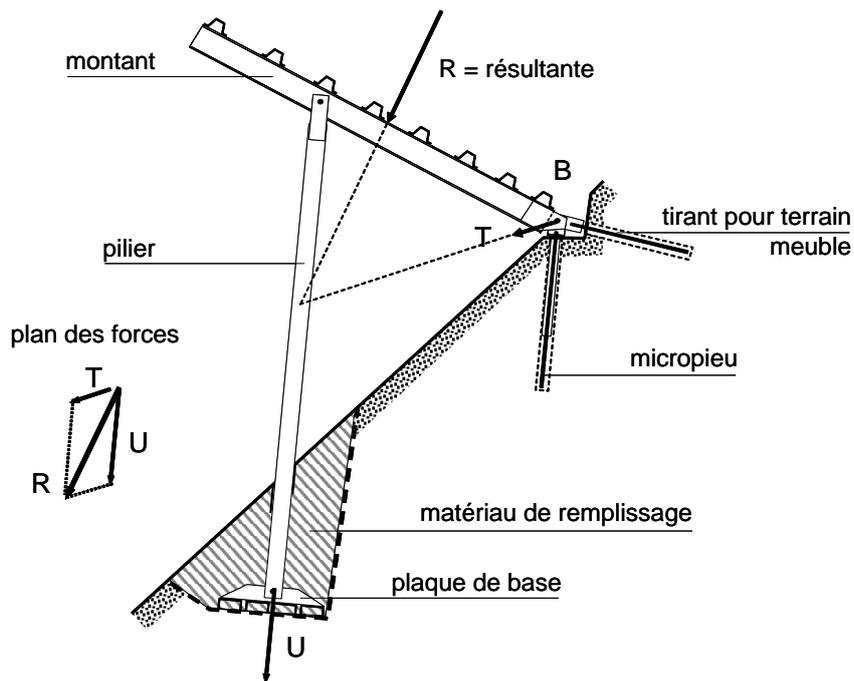
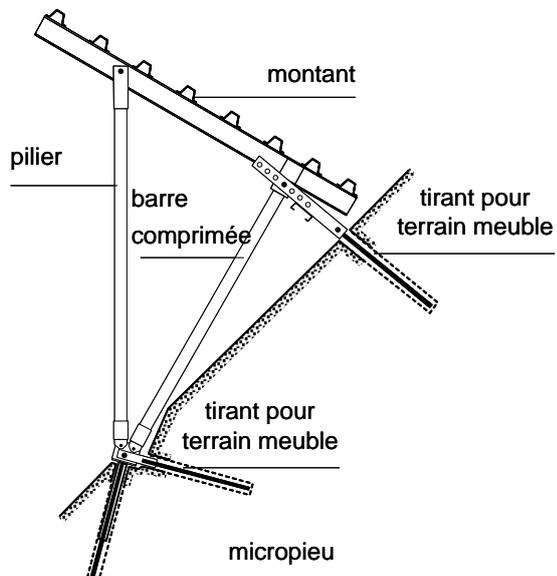


Figure 30 > Ouvrage avec barre comprimée dont le socle aval est constitué d'un micropieu et d'un tirant pour terrain meuble, et le socle du montant d'un tirant pour terrain meuble.



### **5.9.3 Fixation de la console sur son socle**

#### **5.9.3.1 Principe**

En principe, la console peut être reliée aux socles par une fixation aussi bien rigide qu'articulée.

#### **5.9.3.2 Fixation au socle amont**

Pour la fondation (scellée ou préfabriquée) amont de la console selon les chiffres 5.9.5 et 5.9.6, une articulation n'entre en considération que si le rocher affleure ou s'il est à une profondeur si faible que la charnière portant l'articulation peut y être scellée solidement. Par contre, une fixation articulée fondée dans le terrain meuble occasionne sur ce dernier une sollicitation très défavorable ou peut nécessiter un volume du fondement peu économique. C'est pourquoi, il est recommandé de fixer rigidement le montant sur son socle, ce qui a pour effet d'accroître sa portée (on ne peut cependant pas tenir compte de contraintes dans la superstructure [solifluxion, etc.]).

#### **5.9.3.3 Fixation au socle aval**

Pour la fondation aval, une fixation articulée du pilier est possible sans entraîner de compressions défavorables du sol ni de dimensions du socle disproportionnées.

#### **5.9.3.4 Fixation des tirants pour terrain meuble et des micropieux**

Les constructions fondées sur des tirants pour terrain meuble et des micropieux doivent être pourvues d'articulations.

#### **5.9.3.5 Fixation des piliers au montant**

Pour les socles amont et aval séparés (chiffre 5.9.2.1, fig. 29), le pilier sera généralement fixé au montant par une articulation. Si, par contre, on prévoit une barre comprimée (chiffre 5.9.2.1, fig. 30) ou s'il est possible de sceller dans le rocher, on peut renoncer à cette articulation du pilier sur le montant.

#### **5.9.3.6 Prise en compte des forces ascensionnelles**

En établissant la liaison entre la fondation et la console, on tiendra compte des forces ascensionnelles selon le chiffre 5.5.7.

Figure 31 > Filet à neige.

Filet à neige fondé avec deux tirants à câble et une plaque de base.  
Cette dernière est assurée à l'aide d'un câble de retenue (chiffre 5.9.4.2).

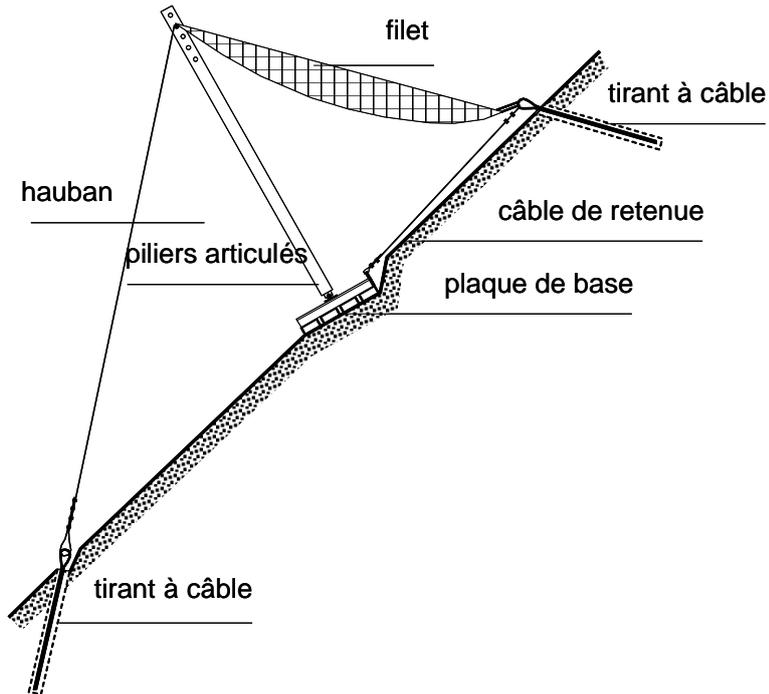
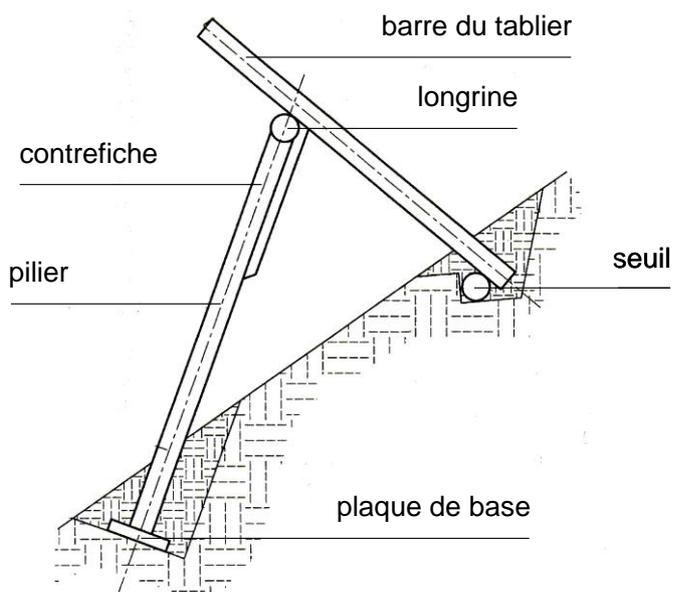


Figure 32 > Râtelier avec socle de fondation amont du seuil.



## 5.9.4 Remarques générales pour le dimensionnement

### 5.9.4.1 Vérification de la sécurité structurale

Les formules simplifiées indiquées ci-après pour le calcul pour la fondation sont extrapolées à partir des critères de dimensionnement selon la formule (16). La vérification de la sécurité structurale est donnée par le coefficient de charge  $\gamma_Q = 1,5$  et le coefficient de résistance  $\gamma_M = 1,35$  (en admettant que  $\gamma_Q \cdot \gamma_M = 1,5 \cdot 1,35 \approx 2,0$ ),

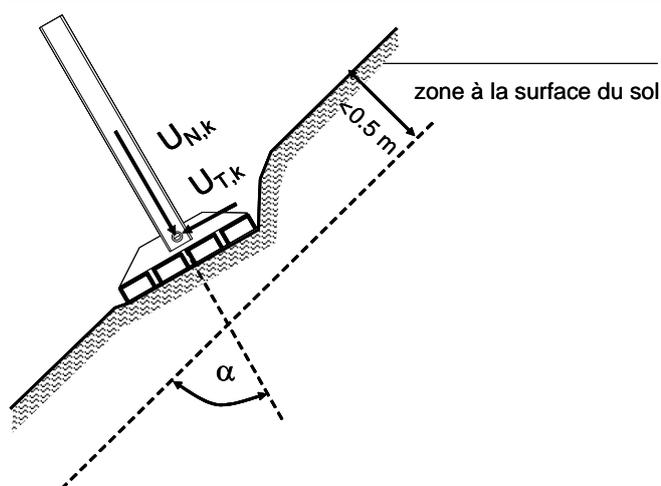
### 5.9.4.2 Zones à la surface du sol

Les surfaces du sol soumises à la compression doivent se trouver complètement enterrées **sous une épaisseur de terre d'au moins 0,5 m**, mesurée perpendiculairement à la pente (cf. fig. 33 et 40), dans la mesure où l'angle  $\alpha$  entre la force normale du pilier  $U_{N,k}$  et la parallèle à la pente est inférieur à  $75^\circ$  (fig. 33).

### 5.9.4.3 Forces transversales

Si les fondements transmettent des forces transversales vers le sol, les surfaces du sol soumises à ces poussées doivent se trouver complètement enterrées sous une épaisseur de terre d'au moins 0,5 m, mesurée perpendiculairement à la pente. Si, pour les filets à neige p.ex., les plaques de base sont encastées à proximité de la surface du sol, ces forces de cisaillement ne peuvent pas être transmises directement au sol (fig. 31, 50 et chiffre 7.4.3.4.3).

Figure 33 > Plaque de base d'un filet à neige scellée à la surface du sol.



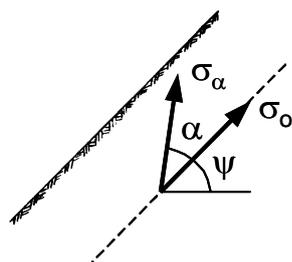
#### 5.9.4.4 Résistance du sol de fondation en fonction de la direction

Pour les fondations scellées et les fondations préfabriquées selon les chiffres 5.9.5 et 5.9.6, on admet que la résistance du sol de fondation dépend de la direction de la force résultante sur la base du tableau 8:  $\alpha$  indique l'angle entre la direction de la force et la parallèle à la pente,  $\sigma_o$  la résistance du sol de fondation parallèle à la pente,  $\sigma_\alpha$  la résistance spécifique de ce sol dans la direction de la force (fig. 34) et  $\psi$  la déclivité. La résistance du sol de fondation perpendiculaire à la pente  $\sigma_{90^\circ}$  est maximale, tandis qu'elle est minimale dans la direction parallèle à la pente  $\sigma_{0^\circ}$ .

Tableau 8 > Détermination de la résistance spécifique du sol de fondation.

$\alpha$ [°]	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_\alpha / \sigma_o$ [-]	0,40	0,53	0,66	0,80	0,90	0,97	1,00

Figure 34 > Résistance spécifique du sol de fondation  $\sigma_\alpha$  en fonction de la direction de la force  $\alpha$ .



#### 5.9.4.5 Forces de traction du sol

Le tableau 8 n'est applicable que pour les efforts de compression du sol. Si des efforts de traction du sol apparaissent, les socles doivent être dimensionnés comme des socles de pylônes (détails dans les paragraphes ci-après). Pour les tirants et les micropieux, on applique le chiffre 5.9.7.

#### 5.9.4.6 Résistance du sol de fondation perpendiculairement à la pente

La résistance du sol de fondation (résistance ultime) perpendiculairement à la pente  $\sigma_{90^\circ}$  dépend de la déclivité, des propriétés du sol, de la taille des socles et de la longueur de scellement. Cette résistance est à déterminer minutieusement en fonction des conditions locales. D'après l'expérience en matière de paravalanches, la résistance du sol de fondation perpendiculaire à la pente  $\sigma_{90^\circ}$  devrait se situer entre 500 kN/m<sup>2</sup> et 1000 kN/m<sup>2</sup>.

#### 5.9.4.7 Remblaiement de l'excavation

Après avoir scellé les fondations, on veillera à remblayer l'excavation et à compacter soigneusement ces matériaux.

## 5.9.5 Fondation en béton sur terrain meuble

### 5.9.5.1 Définition

Les fondations en béton (fondations scellées) sont préparées sur le lieu de l'ouvrage.

### 5.9.5.2 Risque de corrosion

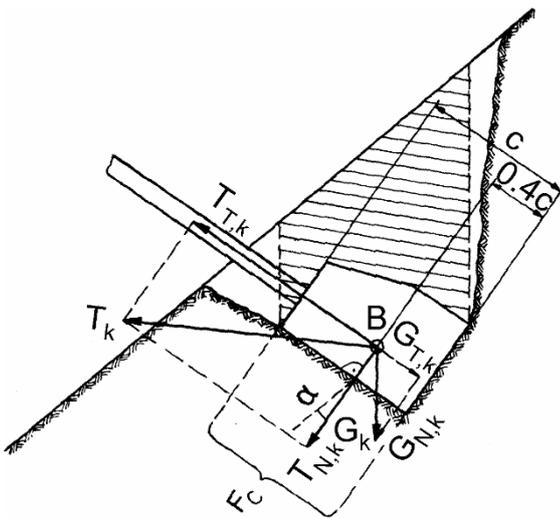
On fera attention au risque de corrosion pour les éléments de construction scellés dans le béton, en particulier pour les alliages d'aluminium.

### 5.9.5.3 Dimensionnement du socle amont scellé par rapport à la compression du sol

#### 5.9.5.3.1 Fixation rigide de la console sur le socle scellé.

La sollicitation du sol consiste en une seule force  $T_K$ . Le point d'application B de  $T_K$  doit être admis  $0,4 c$  au-dessus de la semelle du socle ( $c$  = hauteur du socle, cf. fig. 35). B correspond à l'appui inférieur supposé ponctuel de l'élément de console respectif et en définit la portée. Pour le calcul du montant, on supposera que le socle peut tourner librement autour de B.

Figure 35 > Dimensionnement du socle amont scellé par rapport à la compression du sol.



La semelle aval du socle  $F_c$  doit satisfaire à la condition suivante :

$$F_c \geq \frac{2 \cdot (T_{N,k} + G_{N,k})}{\sigma_\alpha} \quad [m^2] \quad (41)$$

- $T_{N,k}$  Composante normale à la semelle  $F_c$  de la valeur caractéristique de la réaction d'appui
- $G_{N,k}$  Composante normale à la semelle  $F_c$  de la valeur caractéristique du poids propre du socle (y compris la terre, représentée en hachuré à la fig. 35)
- $\sigma_\alpha$  Résistance spécifique du sol de fondation dans la direction perpendiculaire à  $F_c$  (cf. tabl. 8 et chiffre 5.9.4.6)

#### 5.9.5.3.2 Fixation articulée (non rigide) de la console sur le fondement.

La sollicitation du socle amont se compose d'une réaction d'appui  $T_k$  excentrique dont le point d'application  $T_k$  se trouve dans l'articulation. Selon le chiffre 5.9.3.2 cette fixation articulée ne convient pas dans les terrains meubles pour les socles séparés.

#### 5.9.5.4 Dimensionnement du socle amont scellé par rapport aux efforts de cisaillement du sol

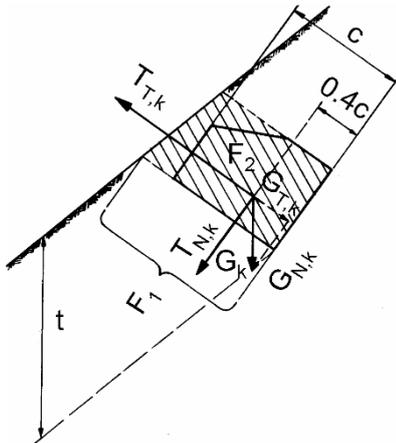
La valeur caractéristique de la force de traction  $T_{T,k}$  doit satisfaire à la condition suivante (on considère aussi le chiffre 5.5.5):

$$T_{T,k} \leq \frac{(F_1 + 2F_2) \cdot s_B + G_{T,k} + (T_{N,k} + G_{N,k}) \cdot \tan \varphi_{Ek}}{2} \quad [kN] \quad (42)$$

- $T_{N,k}$  Composante normale à la semelle  $F_c$  de la valeur caractéristique de la réaction d'appui
- $G_{N,k}$  Composante normale à la semelle  $F_1$  de la valeur caractéristique du poids propre du socle, y compris la terre (en hachuré à la fig. 36)
- $G_{T,k}$  Composante parallèle à la semelle  $F_1$  de la valeur caractéristique du poids propre du socle, y compris la terre (en hachuré à la fig. 36)
- $F_1$  Semelle aval du socle prolongée jusqu'à la surface du sol
- $F_2$  Face latérale du socle prolongée jusqu'à la surface du sol (en hachuré à la fig. 36)
- $s_B$  Contrainte de cisaillement du sol intact à la semelle d'un socle scellé, selon le tableau 9
- $\varphi_{Ek}$  Angle caractéristique de frottement pour la transmission des efforts de compression (admis comme étant constant)

$$\tan \varphi_{Ek} = 0,8 \quad (43)$$

Figure 36 &gt; Dimensionnement du socle amont scellé, par rapport aux efforts de cisaillement du sol.



Pour autant que des tests spéciaux n'aient pas été faits pour déterminer  $s_B$ , on admettra les valeurs suivantes pour une profondeur totale du socle  $t$  de 1 m :

Tableau 9 &gt; Contrainte de cisaillement du sol intact à la semelle d'un socle scellé.

Genre de roche ou de sol	$s_B$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Rocher compact	> 800
Mauvais rocher fissuré	80–800
Sol compact, moraine	20–80
Gravier dense très grossier	20–40
Gravier sablonneux, dense et argileux	20–25
Gravier sablonneux meuble, pierrier	15–20

L'augmentation des valeurs  $s_B$  avec la profondeur du socle  $t$  peut être considérée selon le tableau 10 :

Tableau 10 > Augmentation de la contrainte de cisaillement  $s_B$  avec la profondeur du socle.

Profondeur du socle $t$ en m, mesurée verticalement	Valeur $s_B$ effective en fonction de la valeur $s_B$ pour 1 m de profondeur du socle
1,0	$1,0 \cdot s_B (1 \text{ m})$
1,5	$1,2 \cdot s_B (1 \text{ m})$
2,0	$1,3 \cdot s_B (1 \text{ m})$
3,0	$1,4 \cdot s_B (1 \text{ m})$

Pour d'autres profondeurs, on calcule des valeurs intermédiaires par interpolation linéaire.

Exemple :

Pour un gravier dense très grossier, la valeur  $s_B$  vaut  $30 \text{ kN/m}^2$  pour une profondeur de socle de 1 m. Pour une profondeur de 1,25 m, on aura une contrainte de cisaillement de

$$s_B = 1,1 \cdot 30 = 33 \text{ kN/m}^2$$

### 5.9.5.5 Socle amont scellé sur rocher permettant un ancrage, recouvert d'une fine couche de terrain meuble

Les efforts de traction peuvent être supportés par des tirants pour rocher convenablement dimensionnés, selon le chiffre 5.9.7.2 (fig. 37). La fixation articulée de la console au socle est fiable et le plus souvent plus économique.

Figure 37 > Fondation sur rocher permettant un ancrage.

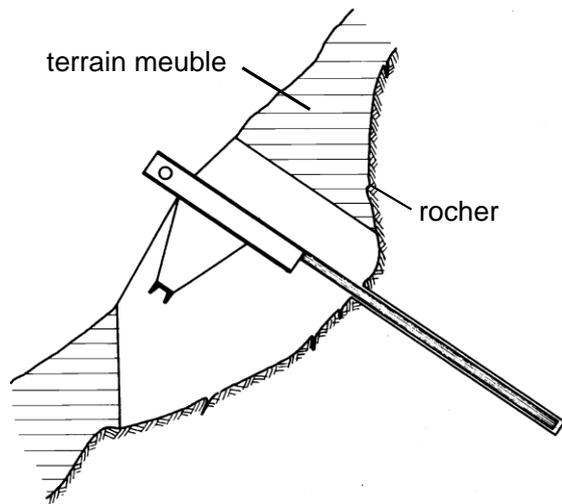
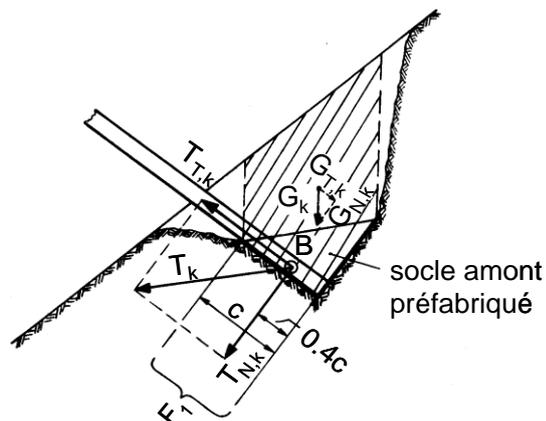


Figure 38 > Dimensionnement du socle amont préfabriqué par rapport aux efforts de compression.



## 5.9.6 Fondation préfabriquée en terrain meuble

### 5.9.6.1 Définition

Les socles préfabriqués sont réalisés en usine et enfouis sur le chantier (p. ex. plaques de base préfabriquée en profils d'acier).

### 5.9.6.2 Corrosion

On accordera une attention particulière au **risque de corrosion** des éléments de construction préfabriquée (faire éventuellement analyser un échantillon de sol, quant à ses agents corrosifs).

### 5.9.6.3 Dimensionnement du socle amont préfabriqué par rapport aux efforts de compression du sol

Fixation rigide entre la console et le fondement (fig. 38): selon le chiffre 5.9.5.3.

### 5.9.6.4 Dimensionnement du socle amont préfabriqué par rapport aux efforts de cisaillement du sol

Lorsque l'excavation n'a pas ménagé de redent en crochet pour le socle préfabriqué, les valeurs de la contrainte de rupture par cisaillement  $s_B$  selon le tableau 9 ne sont plus valables, car la rupture due à l'extraction du socle a lieu, non dans un sol intact, mais dans le matériau de remplissage, dont la cohésion est faible. Les hypothèses de calcul suivantes présupposent que le terrain a été tassé au mieux lors du remplissage.

La valeur caractéristique de la force de traction  $T_{T,k}$  doit satisfaire aux conditions suivantes (on considère aussi le chiffre 5.5.5):

$$T_{T,k} \leq \frac{(F_1 + 2F_2) \cdot s^*_B + G_{T,k} + (T_{N,k} + G_{N,k}) \cdot \tan \varphi_{Ek}}{2} \quad [\text{kN}] \quad (44)$$

$T_{N,k}$  Composante normale à la semelle  $F_1$  de la valeur caractéristique de la réaction d'appui  $F_1$  (condition: liaison rigide entre la console et le socle).

$G_{N,k}$  Composante normale à la semelle  $F_1$  de la valeur caractéristique du poids de la terre (en hachuré à la fig. 39)

$G_{T,k}$  Composante parallèle à la semelle  $F_1$  de la valeur caractéristique du poids de la terre (en hachuré à la fig. 39)

$F_1$  Semelle aval du socle prolongée jusqu'à la surface du sol

$F_2$  Face latérale du socle du socle prolongée jusqu'à la surface du sol (en hachuré à la fig. 39)

$s^*_B$  Contrainte de cisaillement du matériau de remplissage pour un socle enfoui à la traction  $t$  d'un m:

$$s^*_{B(1m)} = 10 \text{ kN/m}^2 \quad (45)$$

L'augmentation des valeurs  $s^*_B$  avec la profondeur du socle  $t$  (en m) doit être pris en considération dans la formule suivante :

$$s^*_B(t) = \frac{s^*_B(1m)}{2} \cdot (1+t) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (46)$$

$\varphi_{Ek}$  Angle caractéristique de frottement pour la transmission des efforts de compression (admis comme étant constant;  $\tan\varphi_{Ek} = 0,8$  cf. formule 43)

Figure 39 > Dimensionnement du socle amont préfabriqué par rapport aux efforts de cisaillement du sol.

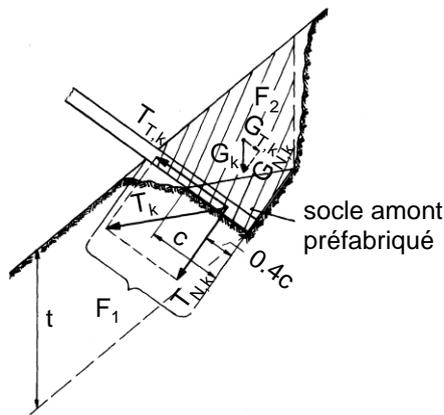
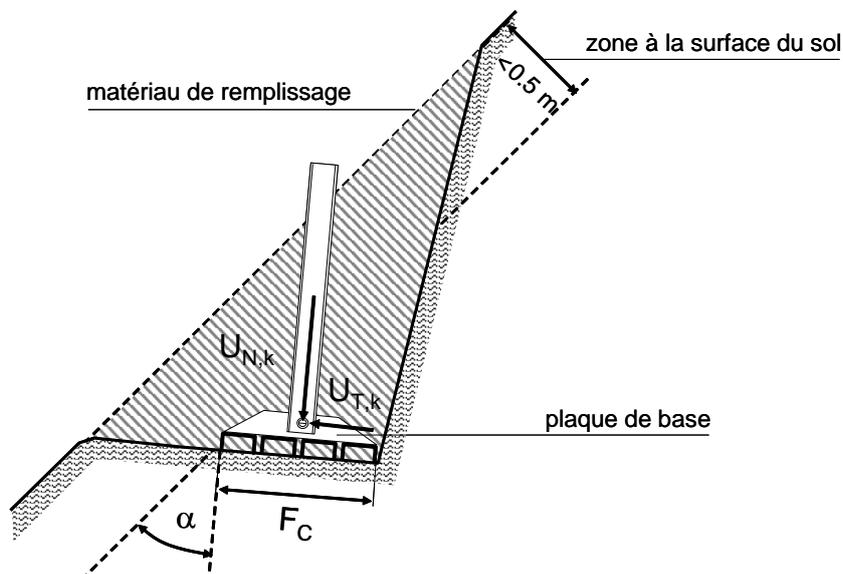


Figure 40 > Dimensionnement du socle aval préfabriqué.

Il est avantageux de prévoir une fixation articulée entre le pilier et son socle. La charge du socle consiste en une force normale  $U_{N,k}$  et une force transversale  $U_{T,k}$ .



### 5.9.6.5 Dimensionnement du socle aval préfabriqué par rapport aux efforts de cisaillement du sol

La semelle aval du socle  $F_C$ , qui doit être complètement enterrée sous une épaisseur de terre d'au moins 0,5 m (fig. 40), doit satisfaire à la condition suivante :

$$F_C \geq \frac{2 \cdot U_{N,k}}{\sigma_\alpha} \quad [\text{m}^2] \quad (47)$$

$U_{N,k}$  Valeur caractéristique normale à la semelle de la force axiale sur le pilier  
 $\sigma_\alpha$  Résistance spécifique du sol de fondation en direction normale à  $F_C$  (cf. tabl. 9 et chiffre 5.9.4.6)

### 5.9.6.6 Dimensionnement du socle aval préfabriqué par rapport aux efforts de cisaillement du sol

La force transversale  $U_{T,k}$  doit satisfaire à la condition suivante :

$$U_{T,k} \leq \frac{U_{N,k} \cdot \tan \varphi_{Ek}}{2} \quad [\text{kN}] \quad (48)$$

$U_{T,k}$  Valeur caractéristique parallèle à la semelle  $F_C$  de la force transversale au pied du pilier  
 $\varphi_{Ek}$  Valeur caractéristique de l'angle de frottement pour la transmission des efforts de compression (admis comme étant constant,  $\tan \varphi_{Ek} = 0,8$  cf. formule 43)

## 5.9.7 Tirants et micropieux

### 5.9.7.1 Généralités et terminologie

#### 5.9.7.1.1 Généralités

La fondation d'ouvrages paravalanches permanents avec des tirants et des micropieux est souvent plus avantageuse que les méthodes décrites sous les chiffres 5.9.5 et 5.9.6.

#### 5.9.7.1.2 Définition des tirants

Les tirants sont des éléments de construction relativement courts, sollicités en traction et logés dans des trous forés. Les tirants recommandés dans cette directive ne sont généralement pas précontraints.

On distingue les **tirants pour rocher** et les **tirants pour terrain meuble**. Les tirants pour terrain meuble se subdivisent à leur tour en **tirants non explosés** (y compris les tirants à filet) et **tirants explosés**. Pour les **tirants à câble**, on utilise un câble en acier qui servira d'armature (cf. chiffre 5.2.6.4).

#### 5.9.7.1.3 Définition des micropieux

Les micropieux sont des éléments de construction relativement courts, de faible diamètre, sollicités essentiellement en compression, et logés dans des trous forés.

On distingue les micropieux **explosés** et les micropieux **non explosés**.

#### 5.9.7.1.4 Introduction des charges

L'introduction d'efforts de la console au tirant ou au micropieu doit se faire **au niveau du sol**, c'est-à-dire sans saillie.

#### 5.9.7.1.5 Essais de traction

Dans les grands projets ou si les conditions du terrain sont difficiles, il faut exécuter des essais de traction qui permettront de déterminer la résistance caractéristique à la traction des tirants et des micropieux  $R_{a,k}$ . On teste en général trois tirants d'essais par secteur de sous-sol présentant des caractéristiques géotechniques comparables. Si l'on ne teste qu'un ou deux tirants par secteur, on déterminera la valeur caractéristique de la résistance  $R_{a,k}$  en réduisant de 40 % ou 20 % la valeur inférieure de la résistance externe  $R_a$ .

#### 5.9.7.1.6 Contrôles et examen de la qualité

Si **d'importantes déformations ou des dégâts** sont constatés lors d'un contrôle (voir chiffre 5.4.2), il faut les examiner et les réparer immédiatement. Si nécessaire, on recommande une vérification de la résistance par des épreuves de traction jusqu'à une charge d'essai atteignant 1,35 fois l'effort maximal de traction  $F_k$  attendu. Si besoin est, on remplace les tirants ou les micropieux. Pour le contrôle de la qualité, il est recommandé de soumettre à des épreuves de traction environ 5 % du total des tirants. Mais ce test est à réaliser sur au moins trois tirants par secteur de sous-sol présentant des caractéristiques géotechniques comparables. Les travaux d'ancrage sont à surveiller et à consigner dans un protocole.

#### 5.9.7.1.7 Protection contre la corrosion

Voir à ce sujet les chiffres 5.2.4.3 et 5.2.6.4

#### 5.9.7.1.8 Calcul

Vérification de la sécurité structurale: voir aussi les chiffres 5.2.2 et 5.2.3.

La **résistance externe** d'un tirant ou d'un micropieu est considérée comme étant prouvée lorsque les critères de calcul suivants sont remplis:

$$\boxed{E_D \leq R_D} \quad (49)$$

$E_d = \gamma_Q \cdot F_k$ : Valeur de calcul de l'effet des actions (solicitation), ici  $F_k$  est la valeur caractéristique de l'effort de traction ou de compression (p.ex. sous l'effet de la pression de la neige) et  $\gamma_Q = 1,5$  est le coefficient de charge.

$R_d = R_{a,k} / \gamma_M$ : valeur de calcul de la résistance ultime du tirant ou du micropieu, ici  $R_{a,k}$  est la résistance caractéristique externe du tirant (résistance à la traction) ou du micropieu (résistance du pieu) et  $\gamma_M = 1,35$  est le coefficient de résistance.

La **résistance interne** d'un tirant ou d'un micropieu est à prouver, selon le chiffre 5.2.3.2, pour la coupe transversale statiquement efficace de l'acier.

## 5.9.7.2 Tirants pour rocher

### 5.9.7.2.1 Principe

Les tirants pour rocher peuvent supporter des efforts de traction et des forces transversales. Si les tirants sont aussi sollicités par des forces transversales (direction de la traction  $\neq$  direction du tirant) ce facteur sera pris en considération lors du dimensionnement. Dans de tels cas, l'utilisation de tirants à câbles flexibles est généralement plus avantageux.

### 5.9.7.2.2 Mise en place

Dans un rocher capable de supporter un tirant, on fore un trou où sera logée une armature (tirant d'ancrage ou câble) avec ou sans dispositif de blocage. Le trou de forage est rempli d'un coulis de mortier, sous mouvement simultané du tirant. Les tirants sont à centrer le mieux possible dans le trou de forage.

### 5.9.7.2.3 Application

Un rocher capable de supporter un tirant est compact à légèrement fissuré, non décomposé, et normalement favorable.

### 5.9.7.2.4 Impératifs

Le diamètre du trou de forage doit être d'au moins 1,5 fois le diamètre du tirant. Ce dernier sera recouvert d'une couche de mortier de 10 mm au moins. Le trou de forage doit être nettoyé proprement par soufflage d'air comprimé avant l'injection du mortier.

### 5.9.7.2.5 Dimensionnement

Les tirants pour rocher sont à dimensionner selon le chiffre 5.9.7.1.8. La longueur du tirant sera déterminée en fonction de la qualité du rocher. La résistance du tirant dépend du stade d'altération de la roche, du degré de liage minéral, du genre de roche et de l'espace entre les surfaces de séparation. Étant donné que les couches superficielles du rocher présentent souvent une faible résistance, on prévoira une longueur de l'ancrage dans le rocher **de 1,5 m au moins**. Lors d'une rupture dans un rocher peu fissuré, on admet les valeurs empiriques suivantes pour la résistance à la traction  $R_{a,k'}$ :

**Tableau 11 > Résistance spécifique externe des tirants à la traction dans un rocher peu fissuré, en fonction du diamètre du trou de forage.**

Diamètre du trou de forage (mm)	Frottement de la semelle entre le mortier d'ancrage et le rocher lors d'une rupture $s_k$ (N/mm <sup>2</sup> )	Résistance à la traction par mètre de longueur d'ancrage $R_{a,k'}$ (kN/m')
30	1,00	95
45	2,00	280

### 5.9.7.3 Tirants pour terrain meuble

#### 5.9.7.3.1 Principe

Les tirants pour terrain meuble peuvent supporter des efforts de traction agissant dans l'axe.

#### 5.9.7.3.2 Mise à l'écart des forces transversales

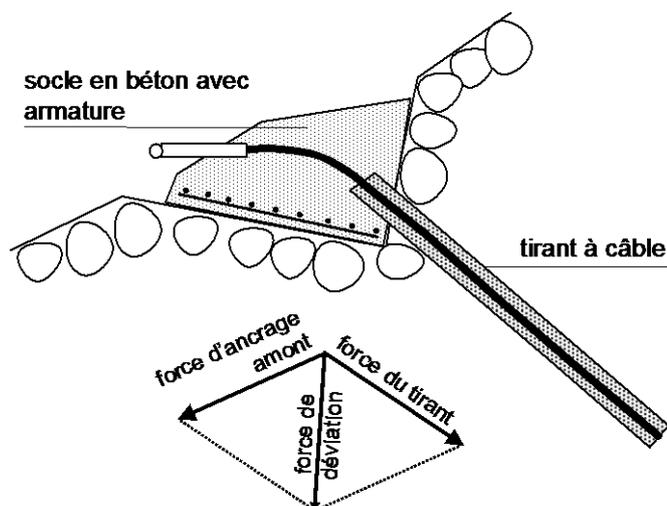
La présence possible de forces transversales exercées par des forces latérales selon le chiffre 5.5.6 est acceptée comme un risque possible, mais elle n'est pas prise en considération pour le dimensionnement de l'ancrage.

#### 5.9.7.3.3 Prise en compte des forces transversales

Les forces transversales sont en revanche prises en compte dans le calcul de l'ancrage si elles s'exercent contre des tirants à câble amont de filets à neige en déviant ainsi la force d'ancrage. Dans les sols favorables (sols denses et durs), il suffit d'installer un tube de stabilisation. Dans les sols défavorables (sols meubles humiques; gros glissements de neige), il est recommandé d'installer un socle en béton (fig. 41).

Si l'on s'attend à ce que la résultante de la pression de la neige n'agisse pas perpendiculairement à la surface d'appui (à la suite d'irrégularités du terrain ou de la répartition des hauteurs de neige), il faut prendre en considération lors du dimensionnement de l'ancrage, pour les **ouvrages isolés** et pour les **courtes rangées d'ouvrages** (longueur < 10 m), les forces transversales dues aux charges supplémentaires, selon le chiffre 5.5.6.

Figure 41 > Socle en béton avec armature pour absorber les forces de déviation afin de réduire la compression du sol produite par le tirant à câble.



#### 5.9.7.4 Tirants à filet

##### 5.9.7.4.1 Mise en place

On introduit dans un trou de forage, si nécessaire dans une gaine en filet, un tirant et une lance d'injection. En retirant progressivement la lance, on remplit de mortier le trou de forage, depuis le fond.

##### 5.9.7.4.2 Application

Ces tirants conviennent aux genres de sols suivants :

- > gravier grossier;
- > sols perméables à blocs grossiers tels que pierriers ou éboulis.

##### 5.9.7.4.3 Impératifs

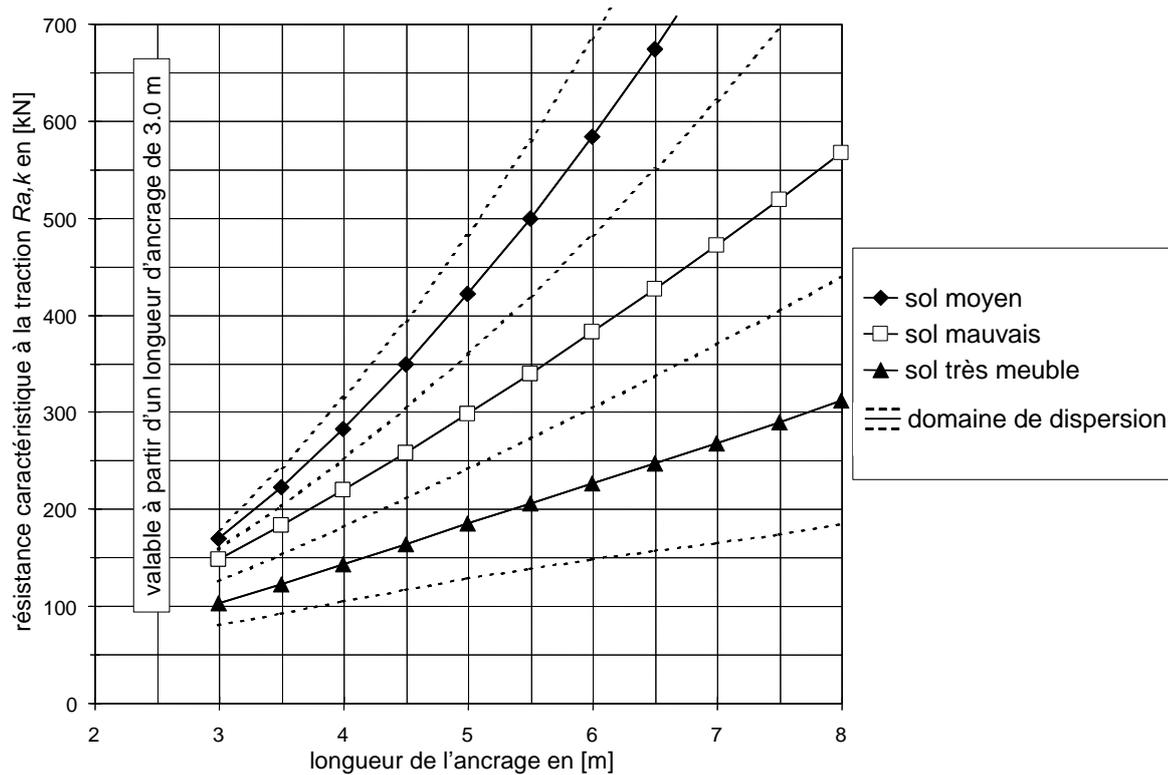
Les impératifs suivants doivent être satisfaits :

- > Le diamètre minimal du trou de forage est de 90 mm.
- > La grandeur maximale de la maille du filet est de 10 mm.
- > Les tirants sont à **centrer** le mieux possible dans le trou de forage.
- > Le mortier d'ancrage utilisé doit correspondre aux impératifs énoncés au chiffre 6 de cette directive.
- > La **longueur d'ancrage requise** est à fixer en fonction des spécificités du projet (cf. chiffres 5.9.7.1.5 et 5.9.7.4.4).
- > Les tirants seront construits sur un plan qui ne doit pas être inférieur à 15° en direction horizontale.
- > Le **recouvrement de mortier** de l'armature (barre d'ancrage, câble d'acier) doit être de **20 mm** au moins.
- > Le recouvrement de mortier des tubes de renfort sera de **10 mm** au moins.

##### 5.9.7.4.4 Dimensionnement

Les tirants à filet sont à dimensionner selon le chiffre 5.9.7.1.8. Pour un **prédimensionnement**, la résistance caractéristique à la traction  $R_{a,k}$  d'un tirant posé de cette manière est fonction de la longueur du tirant et du type de sol. Elle peut être estimée à l'aide du diagramme suivant (fig. 42) si l'on ne dispose d'aucune épreuve de tirant ni d'expérience pratique dans des sols comparables. Il est très difficile sur le terrain d'établir une distinction fiable entre les différentes conditions de sol suivantes: moyen, mauvais ou très meuble. Avant de déterminer la longueur définitive des tirants, on effectuera au moins 3 à 5 essais de traction par hectare de périmètre à aménager (cf. chiffre 5.9.7.1.5). Si les conditions du sous-sol ne sont pas homogènes dans ce périmètre, on augmentera le nombre de tests en conséquence.

Figure 42 > Résistance caractéristique à la traction  $R_{a,k}$  en fonction de la longueur de l'ancrage et de la catégorie de sol pour des tirants et des tirants à filet non explosés.



Sol moyen :	Matériaux fins, cohérents, en couches denses (p. ex. éboulis grossiers avec parts de matériaux fins liants, sable graveleux sec).
Sol mauvais :	Sol lâche, avec matériaux fins non liants, sans cohésion et avec un angle de frottement bas (p. ex produits de décomposition argileux humides qui ne permettent qu'une mauvaise tenue entre tirant et sol), pierriers.
Sol très meuble :	Sol humique, en couches très lâches, avec interstices.

### 5.9.7.5 Tirants explosés

#### 5.9.7.5.1 Mise en place

Par l'allumage d'une charge explosive à l'extrémité inférieure d'un trou de forage, on pratique un creux en forme d'oignon. Le trou de forage doit d'abord être armé d'un tube de renfort de façon à pouvoir y introduire après l'explosion un tirant qui pénètre complètement la caverne formée par l'explosion. La caverne et le trou de forage seront entièrement remplis d'un coulis de mortier au moyen d'une lance d'injection.

#### 5.9.7.5.2 Application

Ce type de tirant convient pour des sols denses graveleux à sableux.

La décision d'employer des tirants explosés et la détermination de la charge explosive doivent cependant se prendre avec la plus grande prudence.

#### 5.9.7.5.3 Impératifs

Les impératifs suivants doivent être satisfaits :

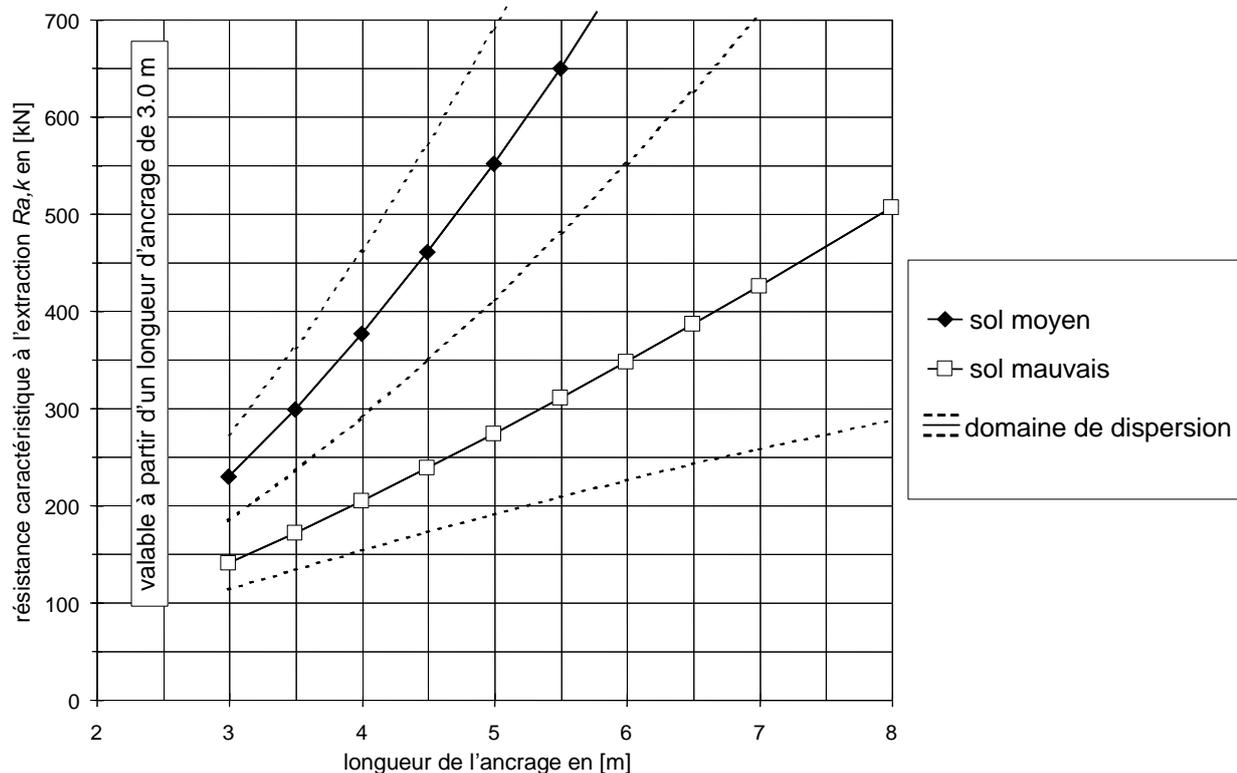
- > Le diamètre minimal du trou de forage est de 90 mm.
- > Les **gaines** sont des tubes d'acier d'un diamètre minimal de 60 mm et d'au moins 2 mm d'épaisseur de paroi. Les tubes seront fendus en croix et écrasés sur une longueur de 100 à 150 mm dans le sens axial à l'extrémité inférieure. Ils seront fendus ou perforés sur toute leur longueur afin que le mortier puisse bien s'écouler et entourer complètement la gaine. La largeur des fentes ou le diamètre des trous doit être d'au moins 20 mm. Les ouvertures seront disposées en quinconce à des intervalles de 500 mm.
- > La **charge explosive** doit être introduite jusqu'à la pointe du tube.
- > On recommande généralement un **allumage électrique** qui est impératif si plusieurs trous de forage se trouvent rapprochés (tirant double ; allumage simultané indispensable).
- > Le tirant doit être de 300 mm **plus long** que la gaine afin de traverser sûrement tout l'oignon. Il doit encore être **centré** le mieux possible dans le tube.
- > **L'injection de mortier** doit se faire de façon que le mortier monte à l'intérieur et à l'extérieur du tube jusqu'à la surface du sol. Les mortiers d'ancrage utilisés doivent correspondre aux indications figurant sous le chiffre 6 de cette directive technique.
- > La **longueur de l'ancrage** est à déterminer en fonction des spécificités du projet (cf. chiffres 5.9.7.1.5 et 5.9.7.5.5).

#### 5.9.7.5.4 Remarque

L'expérience a montré que des charges de 50 à 100 g d'explosif lent produisent des cavernes de 30 à 50 litres.

#### 5.9.7.5.5 Dimensionnement

Les tirants explosés seront dimensionnés selon le chiffre 5.9.7.1.8 Pour un **prédimensionnement**, la résistance caractéristique à la traction  $R_{a,k}$  d'un tirant posé de cette manière est fonction de la longueur du tirant et du type de sol. Elle peut être estimée à l'aide du diagramme suivant (fig. 43) si l'on ne dispose d'aucune épreuve de tirant ni d'expérience pratique dans des sols comparables. Le diagramme vaut aussi pour des tirants jumelés. Il est très difficile sur le terrain d'établir une distinction fiable entre les différentes conditions de sol suivantes : moyen, mauvais ou très meuble. Avant de déterminer la longueur définitive des tirants, on effectuera au moins 3 à 5 essais de traction par hectare de périmètre à aménager (cf. chiffre 5.9.7.1.5). Si les conditions du sous-sol ne sont pas homogènes dans ce périmètre, on augmentera le nombre de tests en conséquence.

Figure 43 > Résistance caractéristique à la traction  $R_{a,k}$  en fonction de la longueur de l'ancrage et de la catégorie de sol pour des tirants exposés.

Sol moyen : Matériaux fins cohérents en couches denses (p. ex éboulis grossiers avec parts de matériaux fins liants, sable graveleux sec).

Sol mauvais : Sol lâche, avec matériaux fins non liants, sans cohésion et avec un angle de frottement bas (p. ex produits de décomposition argileux humides qui ne permettent qu'une mauvaise tenue entre tirant et sol), pierriers.

### 5.9.7.6 Micropieux

#### 5.9.7.6.1 Principe

Les micropieux peuvent supporter des efforts agissant dans l'axe.

#### 5.9.7.6.2 Forces transversales

Les forces transversales (au moins 20% de la force de compression axiale agissant dans l'axe du pilier) dues à des charges supplémentaires (défaut de forage, charge tangentielle sur les piliers, selon le chiffre 5.5.4) doivent être prises en considération au dimensionnement de la fondation. Ces forces transversales doivent être supportées soit par des tirants supplémentaires soit par la résistance du terrain.

Si les sols sont mauvais, si le glissement de la neige est fort ou si le terrain est localement en forte déclivité, le micropieu doit être assuré par un tirant supplémentaire.

#### 5.9.7.6.3 Mise en place

Les micropieux sont construits comme des tirants.

#### 5.9.7.6.4 Impératif

Pour assurer la résistance au flambage de la partie de tête, les micropieux doivent être renforcés jusqu'à une profondeur d'au moins 1,5 m par des socles en béton, des tubes de renfort ou autres. Les tubes de renfort doivent aller jusqu'à la tête du micropieu (aucune saillie du tube d'ancrage). Le recouvrement de mortier des tubes de renfort doit être de 10 mm au moins.

#### 5.9.7.6.5 Dimensionnement

Les micropieux sont à dimensionner selon le chiffre 5.9.7.1.8. La résistance à la compression d'un micropieu est de 50 % plus élevée que pour un effort de traction (tirant). Pour un prédimensionnement, cette résistance peut être estimée à l'aide des figures 42 et 43 pour les tirants non explosés, les pieux à filet ou les tirants explosés.

Pour le calcul de la résistance interne, seule la section d'acier sera prise en compte (voir chiffre 5.2.3.2).

#### 5.9.7.6.6 Remarque

Si la direction de l'introduction des forces de compression n'est pas clairement définie (p.ex. pour les piliers articulés de filets à neige, qui sont reliés à la fondation par une articulation sphérique) l'utilisation de micropieux et de tirants est à considérer de façon très critique pour les terrains meubles. Dans de telles situations, la pose de fondements en béton ou de plaques de base est plus avantageuse.

### 5.9.7.7 Méthodes d'exécution particulières

Dans des conditions de sol difficiles (p.ex. faible portance du sol de fondation, grosse perte de mortier, trous de forage instables) on peut utiliser des ancrages autoforants à injection, des ancrages à sac, des répressages ou des forages tubés. Les ancrages forés et injectés sont à dimensionner comme les tirants à filet (cf. chiffre 5.9.7.4). Il est indispensable de tester les tirants avant de déterminer les longueurs définitives de l'ancrage.

## 6 > Utilisation de mortier d'ancrage dans les ouvrages paravalanches

---

### 6.1 Généralités

#### 6.1.1 But

Les chiffres suivants définissent la procédure à suivre pour les essais d'aptitude du mortier d'ancrage, ainsi que pour la vérification de la conformité au cours des travaux de mise en place du mortier sur le chantier. Ils sont contraignants pour l'utilisation de mortier d'ancrage dans la construction d'ouvrages paravalanches subventionnés par la Confédération.

#### 6.1.2 Essai d'aptitude

L'aptitude d'un mortier d'ancrage doit être démontrée par un essai d'aptitude effectué par un laboratoire neutre. Le dernier essai d'aptitude ainsi que son rapport ne doivent **pas dater de plus de trois ans**. L'essai d'aptitude constitue la base de l'examen des types de mortier d'ancrage (cf. chiffre 8.3).

#### 6.1.3 Vérification de la conformité

Pendant les travaux de mise en place du mortier, la conformité du produit utilisé doit être vérifiée en permanence. La fréquence des vérifications sera adaptée à la quantité de mortier utilisée, à l'importance du chantier, à l'expérience de l'entrepreneur et au mortier utilisé – combinaison de pompes mélangeuses. Elle sera fixée de manière à documenter la dispersion réelle des qualités du mortier. La vérification doit être effectuée par un laboratoire neutre. Étant donné qu'il faut un à deux mois pour obtenir les résultats, il est recommandé d'effectuer des essais préalables avant le début de la construction et de surveiller la qualité du mortier frais et les mesures de porosité pendant les travaux de mise en place du mortier.

## 6.2 Mortier d'ancrage d'usage courant

### 6.2.1 Essai d'aptitude

#### 6.2.1.1 Éléments examinés

Pour l'essai d'aptitude, le mortier doit avoir une consistance permettant le pompage. L'examen portera sur les éléments suivants :

#### 6.2.1.2 Qualités du mortier frais

Le mortier frais est préparé et testé conformément aux normes suivantes :

- > EN 1015-2 : échantillonnage global des mortiers et préparation des mortiers pour essai
- > EN 1015-3 : détermination de la consistance du mortier frais (avec une table à secousses)  
La valeur d'étalement est d'abord déterminée sans choc.
- > EN 1015-6 : détermination de la masse volumique apparente du mortier frais
- > EN 1015-7 : détermination de la teneur en air du mortier frais.

#### 6.2.1.3 Éléments examinés sur du mortier durci

Le mortier préparé dans un malaxeur de laboratoire (p. ex. un malaxeur de ciment courant) est versé dans des moules prismatiques de 40/40/160 mm, puis légèrement piqué et tiré avec une truelle. Après avoir passé 24 heures dans une armoire humide, les prismes sont décoffrés et soumis aux essais suivants :

- > Détermination de la masse volumique apparente, de la résistance à la traction par flexion et de la résistance à la compression après 24 heures, 3, 7, 14 et 28 jours (entreposage à l'air à une température de 20 °C sous une humidité relative de 90 %), en accord avec la norme SN EN 196-1.
- > Détermination du module d'élasticité après 28 jours selon la norme SN EN 12390-13, méthode B.
- > Détermination des caractéristiques des pores selon la norme SIA 262/1, annexe K, et calcul de la résistance au gel FS selon l'ancienne norme SIA 162/1, essai n° 7, pratiquée sur des sections de prismes (début de l'essai après 21 jours).
- > Mesure de la variation de la longueur en accord avec la norme SIA 262/1, annexe F (essai à une température de 20 °C sous une humidité relative de 70 %), durée de l'essai jusqu'à 90 jours.

#### 6.2.1.4 Exigences posées au mortier d'ancrage

Le mortier d'ancrage doit satisfaire aux valeurs limites suivantes :

- > Valeur d'étalement (après 15 chocs) : 200 mm, -10/+20 mm
- > Résistance à la compression :
 

7 jours :	$f_c \geq 22 \text{ MPa}$
28 jours :	$f_c \geq 35 \text{ MPa}$
- > Module d'élasticité :
 

$E_{cs} \leq 25 \text{ GPa}$
(degré de contrainte $\sigma = 0,5 \dots 5,0 \text{ MPa}$ )
- > Résistance au gel :  $FS \geq 1.5$
- > Variation de la longueur : après 28 jours :  $\varepsilon_{cs} \leq 2,0\%$

### 6.2.2 Vérification de la conformité

#### 6.2.2.1 Fabrication des éprouvettes

Le prélèvement de mortier ainsi que la fabrication des éprouvettes seront effectués sur le chantier. L'éprouvette de mortier à examiner est à prélever à l'endroit de son utilisation à la sortie du tuyau de la pompe, et doit provenir d'un mélange normalement constitué.

#### 6.2.2.2 Éprouvettes requises

Les essais se feront sur une quantité d'éprouvettes aux dimensions suivantes :

- > 9 prismes 40/40/160 mm ou
- > 2 cylindres  $\varnothing = h = 200 \text{ mm}$  ou
- > 2 cubes 200/200/200 mm ou éprouvettes de volumes similaires

#### 6.2.2.3 Marquage et transport

Les éprouvettes doivent être marquées clairement et de manière durable. Elles seront transportées au laboratoire au plus tôt lorsque l'échantillon est pris et au plus tard 2 jours après.

#### 6.2.2.4 Entreposage

Entre leur fabrication et leur arrivée au laboratoire, les éprouvettes doivent être entreposées à une température d'au moins 10°C et dans des conditions prévenant toute perte d'humidité (emballage dans une feuille plastique, entreposage dans l'eau, stockage à l'intérieur de la baraque de chantier).



## 6.3 Mortier d'ancrage destiné à l'utilisation dans les pergélisols

### 6.3.1 Essais d'aptitude

#### 6.3.1.1 Généralités

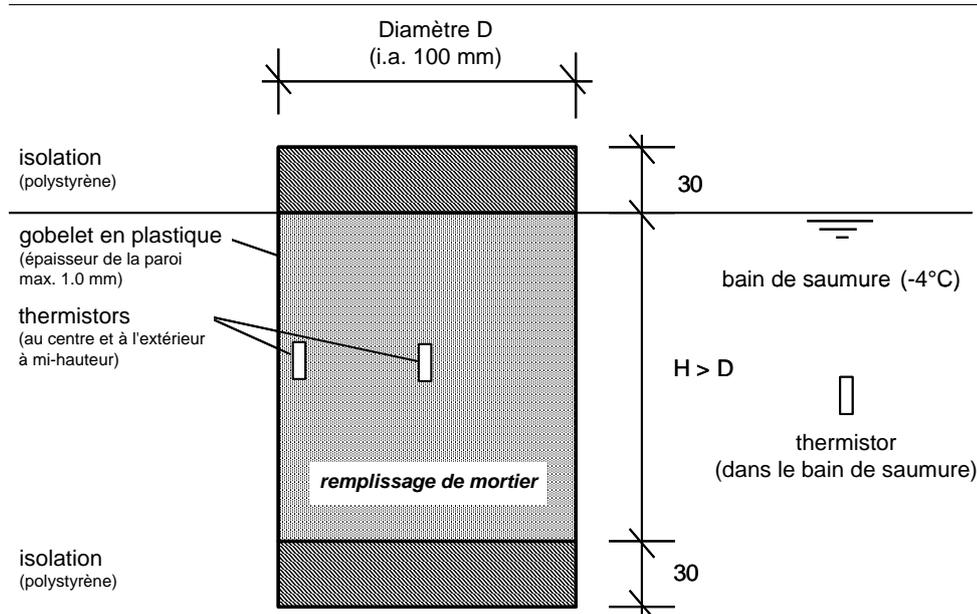
Le mortier spécial doit satisfaire à toutes les exigences consignées dans les prescriptions pour l'essai d'aptitude du mortier d'ancrage normal. L'examen de ce mortier est conduit selon les critères du chiffre 6.2.1.

En outre, il faut effectuer un examen spécifique portant sur son aptitude d'utilisation dans les pergélisols ou dans les roches gelées en permanence. L'utilisation du mortier spécial est testée jusqu'à une température de  $-4^{\circ}\text{C}$  du sous-sol. Pour des raisons de comparabilité, les essais sont effectués selon la méthode EMPA.

#### 6.3.1.2 Fabrication d'une éprouvette

Pour l'essai, le mortier spécial sera mélangé selon les indications de son fournisseur à une température ambiante de  $20^{\circ}\text{C}$  (cf. chiffre 7.6.2). Le mortier est versé dans des gobelets en plastique au diamètre correspondant à celui du trou de sondage (en général 100 mm) et d'une hauteur de  $> \varnothing$  mm (cf. fig. 44). Le fond ainsi que le dessus des éprouvettes comportent une couche d'isolation en polystyrène de 30 mm. Les parois des gobelets ont une épaisseur de 1,0 mm au maximum. Un nombre de 8 éprouvettes est exigé. L'une des éprouvettes sera munie au centre et à l'extérieur d'un thermistor (sonde thermique) introduit à mi-hauteur.

Figure 44 > Dimensions d'une éprouvette.



### 6.3.1.3 Processus de refroidissement du mortier frais

Les 8 éprouvettes sont à déposer sans délai dans des bains de saumure (eau contenant 10 % de sel) refroidis auparavant à  $-4^{\circ}\text{C}$ . Les éprouvettes doivent être immergées entièrement jusqu'au bord inférieur de la couche d'isolation supérieure. Le refroidissement du mortier est à mesurer en continu, de même que la température des bains de saumure, à des fins de contrôle. La quantité de saumure prérefroidie est de 5 l par éprouvette. Ce procédé expérimental assure le refroidissement d'une éprouvette inerte (éprouvette ayant déjà fait sa prise et qui ne libère plus de chaleur d'hydratation) de  $20^{\circ}\text{C}$  à  $0^{\circ}\text{C}$  en l'espace de 1 à 1 1/4 heure. Ce taux de refroidissement correspond aux conditions de mise en place de mortier dans les pergélisols ou dans de la roche gelée en permanence.

### 6.3.1.4 Entreposage au gel

Les bains de saumure contenant les éprouvettes sont maintenus constamment à une température de  $-4^{\circ}\text{C}$  durant toute la durée de l'entreposage, soit jusqu'à 28 jours (refroidissement par ventilation).

### 6.3.1.5 Exigences posées au mortier après l'entreposage au gel

Après l'entreposage au gel, le mortier doit satisfaire aux valeurs limites suivantes selon le chiffre 6.2.2. Sa résistance à la compression sera déterminée sur toutes les éprouvettes. Avant cet essai, les éprouvettes seront dégelées à l'air durant 24 heures à une température ambiante de  $20^{\circ}\text{C}$ .

- > Résistance à la compression:
 

7 jours:	$f_c \geq 22 \text{ MPa}$ (3 éprouvettes)
28 jours:	$f_c \geq 35 \text{ MPa}$ (3 éprouvettes)
- > Résistance au gel:  $FS \geq 1.5$   
(1 série prélevée dans une éprouvette)

Détermination des caractéristiques des pores selon la norme SIA 262/1, annexe K, et calcul de la résistance au gel FS selon l'ancienne norme SIA 162/1, essai n° 7 (début de l'essai après 21 jours).

### 6.3.1.6 Maniabilité du mortier

Des essais pratiques de pompage permettent de démontrer que le mortier peut être utilisé dans des appareils de mélange et d'injection d'usage courant. Il s'agit de vérifier que sa consistance se prête au pompage et de déterminer son temps d'utilisation possible.

## 6.3.2 Vérification de la conformité

Le contrôle de conformité du mortier spécial est à effectuer conformément au chiffre 6.2.2.

# 7 > Ouvrages paravalanches dans les pergélisols

## 7.1 Généralités

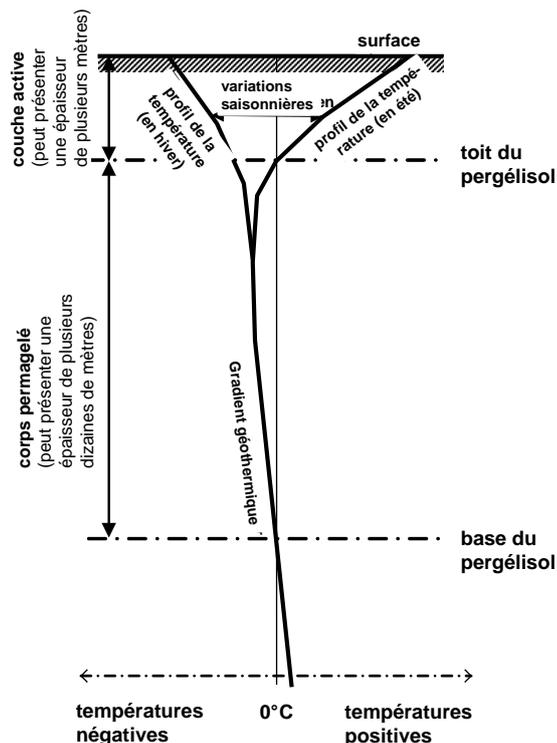
La publication « Lawinverbauungen im Permafrost » (« Schlussbericht und Erläuterungen » de l'Institut fédéral pour l'Étude de la neige et des avalanches, Flüelastr. 11, 7260 Davos-Dorf) contient des explications et commentaires concernant les chiffres ci-dessous.

### 7.1.1 Définitions, terminologie

#### 7.1.1.1 Pergélisol

On appelle **pergélisols ou sols gelés en permanence** les matières de la croûte terrestre externe qui présentent des températures négatives tout au long de l'année (fig. 45). Ce n'est pas la teneur en glace mais uniquement la température qui est déterminante pour la définition des pergélisols.

Figure 45 > Profil typique de la température dans un corps permagélé.



### 7.1.1.2 Toit du pergélisol

Le **toit du pergélisol** est la limite supérieure du corps permagélé. C'est à cette profondeur que commence le pergélisol proprement dit. En dessous de cette limite, le sol présente toute l'année des températures négatives. La **base du pergélisol** se trouve à la limite inférieure du pergélisol. La couche au-dessus du toit du pergélisol est appelée **couche active** (active layer) car elle gèle et dégèle au rythme des saisons.

### 7.1.1.3 Glaciers rocheux

Les **glaciers rocheux**, coulées de blocs permagelés sursaturés de glace, constituent un phénomène typique des pergélisols. La viscosité de la glace qu'ils contiennent permet à ces **glaciers rocheux actifs**, sous l'effet de la gravité, de ramper lentement en aval. Les **glaciers rocheux inactifs ou fossiles** en revanche sont d'anciennes coulées de blocs dont la glace interstitielle a fondu. Ils ne bougent plus aujourd'hui.

### 7.1.1.4 Pergélisol continu, pergélisol discontinu

Là où le pergélisol couvre l'ensemble du sous-sol d'une région, on parle de **pergélisol continu**. Dans les régions où des zones gelées alternent avec des zones non gelées, il s'agit de **pergélisol discontinu**.

## 7.1.2 Sites et caractéristiques propres au pergélisol

### 7.1.2.1 Sites à pergélisols

Dans les Alpes, des pergélisols se trouvent à partir de 2500 à 3000 m d'altitude. La limite inférieure exacte, c'est-à-dire l'altitude jusqu'à laquelle descend le pergélisol, dépend de divers facteurs. Les principaux en sont l'exposition de la pente, les conditions climatiques locales (c.-à-d. température de l'air, ensoleillement, régime des vents), la composition du sous-sol et l'enneigement hivernal, c'est-à-dire la durée de la couverture neigeuse à cet endroit. Dans les zones de transition entre 2500 et 3000 m d'altitude, le pergélisol se trouve sous forme discontinue.

### 7.1.2.2 Nature du terrain sur le site de construction

Dans une zone de pergélisol, le sol de fondation est constitué soit de pierriers (souvent des éboulis de versant ou moraines dans les régions de haute montagne), soit de roche. Les couches de surface des pentes contenant du pergélisol en sous-sol se composent souvent d'éboulis altérés à gros blocs qui reposent sur de la roche en place.

### 7.1.2.3 Teneur en glace

Selon leur teneur en glace, les pergélisols meubles sont divisés en :

1. pergélisol sec (teneur en glace = 0);
2. pergélisol sous-saturé de glace (teneur en glace inférieure au volume poreux du pierrier);
3. pergélisol saturé de glace (teneur en glace égale au volume poreux);
4. pergélisol sursaturé de glace (teneur en glace supérieure au volume poreux).

Du matériau meuble presque saturé jusqu'à sursaturé de glace est appelé pergélisol **riche en glace**, du matériau meuble sec à sous-saturé de glace est appelé pergélisol **pauvre en glace**.

### 7.1.2.4 Reptation

C'est principalement du matériau meuble riche en glace, dont font partie les glaciers rocheux (chiffre 7.1.1.3), qui a tendance à ramper sur les versants en raison de sa viscosité.

### 7.1.2.5 Failles

Les failles que l'on peut trouver dans des roches permagelées sont souvent remplies de glace.

## 7.1.3 Interaction entre l'ouvrage paravalanche et le pergélisol

Les ouvrages paravalanches n'entraînent pas de réchauffement décelable sur la masse permagelée. L'été, aucune chaleur mesurable n'est induite dans le sous-sol par les structures d'acier (ponts et filets à neige) en passant par les fondations. Des simulations à longue échéance, effectuées par ordinateur, ont montré que les conditions hivernales d'enneigement modifiées au-dessus des ouvrages n'ont qu'une influence négligeable sur le régime des températures des pergélisols. La fente qui se forme normalement en raison de la reptation de la neige au-dessous des râteliers de stabilisation ou des filets, favorise le pergélisol par l'effet d'un léger refroidissement sur des dizaines d'années.

## 7.2 Reconnaissance du site de construction

### 7.2.1 Évaluation de la présence de pergélisol dans le sol de fondation

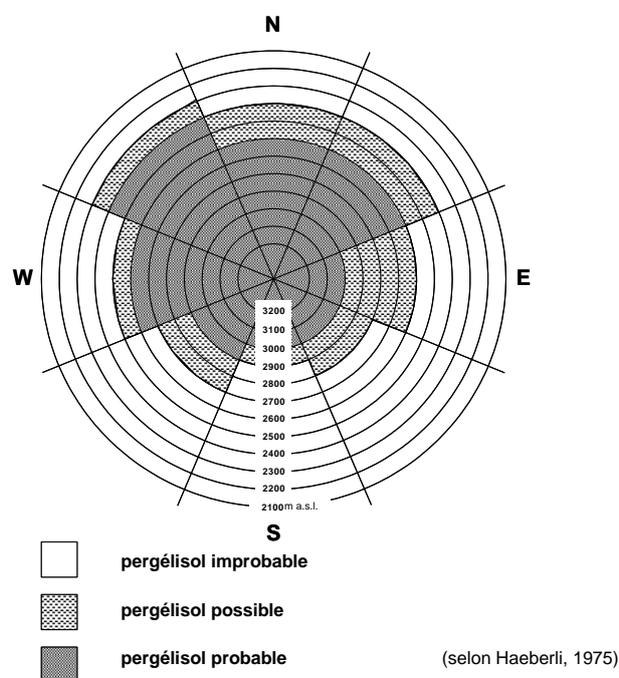
#### 7.2.1.1 Limite d'altitude inférieure pour le pergélisol

En raison des nombreux facteurs dont dépend sa formation (chiffre 7.1.2.1), il n'est pas possible de définir une limite d'altitude inférieure générale pour le pergélisol.

#### 7.2.1.2 Probabilité de la présence de pergélisol

Pendant la phase d'élaboration d'un projet d'ouvrage paravalanche, la probabilité de la présence de pergélisol en sous-sol peut être évaluée sommairement au moyen du diagramme suivant qui se base sur des données d'expérience (fig. 46). La présence éventuelle de pergélisol, circonscrite par les termes « improbable », « possible » ou « probable », est indiquée en fonction de l'exposition de la pente et de l'altitude. Des écarts par rapport aux conditions réelles du terrain sont possibles. C'est surtout dans des situations d'extrême ombre ou fortement exposées au vent que la limite inférieure du pergélisol peut localement s'étendre vers le bas de manière discontinue.

Figure 46 > Diagramme pour l'évaluation de la présence de pergélisol.



#### 7.2.1.3 Photos aériennes et leur interprétation

Des mouvements de reptation (glaciers rocheux ou phénomènes de solifluxion) causés par la présence de pergélisol peuvent être décelés sur des photos aériennes (provenance :

p. ex. Office fédéral de topographie, 3084 Wabern/BE ou Flugdienst KSL, 8600 Dübendorf). Des matériaux meubles sursaturés de glace présentent, sous l'effet de la gravité, une tendance à des mouvements de reptation en raison de leur viscosité. Les structures liées à ces mouvements peuvent être visibles sur les clichés. Les photos permettent également de différencier les glaciers rocheux actifs des glaciers rocheux inactifs en délimitant des zones avec et sans végétation.

#### 7.2.1.4 Visite in situ

L'appréciation géomorphologique fournit des indications sur les possibilités de présence de pergélisol dans le sous-sol. Un géomorphologue ou un géologue/géotechnicien peut évaluer, en parcourant le site, la présence et, le cas échéant, l'étendue de pergélisol sur le site. En se positionnant sur le versant opposé, on peut reconnaître des formes géomorphologiques liées à la présence d'un pergélisol. Les critères d'appréciation les plus importants sont les suivants (cf. tabl. 12):

**Tableau 12 > Critères d'appréciation.**

Critères d'appréciation :	Indices de la présence de pergélisol en sous-sol :	Indices de non-présence de pergélisol en sous-sol :
Végétation	<ul style="list-style-type: none"> <li>• pas ou très peu</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• couverture fermée de pelouse alpine</li> </ul>
Propriétés de la surface	<ul style="list-style-type: none"> <li>• formes de reptation visibles, phénomènes de solifluxion</li> <li>• éboulis à gros blocs</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• pas de formes de reptation visibles</li> </ul>
Glacier rocheux	<ul style="list-style-type: none"> <li>• actif <ul style="list-style-type: none"> <li>– mouvements de reptation décelables</li> <li>– pas de végétation de surface</li> <li>– front du glacier rocheux très raide</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• fossile <ul style="list-style-type: none"> <li>–mouvements de reptation terminés, mais formes fossiles de mouvements</li> <li>– végétation de surface</li> <li>– effondrements du terrain</li> </ul> </li> </ul>
Moraine	<ul style="list-style-type: none"> <li>• formes de reptation reconnaissables</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• stabilité du terrain</li> </ul>
Taches de neige	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ne fondant pas en été (pérennes)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• fondant en été</li> </ul>
Température de l'eau de source en été	<ul style="list-style-type: none"> <li>• &lt; 2°C</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• &gt; 2°C</li> </ul>

#### 7.2.1.5 Méthodes indirectes ou semi-directes pour la détection de pergélisol

Toutes les méthodes indirectes connues comme p. ex. les mesures BTS (mesure de la température de base du manteau neigeux) ainsi que les méthodes semi-directes de géophysique, telles que les sondages géoélectriques, la sismique et l'analyse radar conviennent peu à la détection de pergélisol dans le cadre d'un projet de construction précis. Le périmètre de l'implantation des ouvrages paravalanches se trouve souvent dans la zone de transition entre pergélisol et non-pergélisol. Dans ces conditions, les méthodes indirectes et semi-directes ne fournissent souvent pas des résultats clairs et ne permettent pas une appréciation concluante. En outre, dans les pentes, le pergélisol est souvent sec ou sous-saturé en glace. La teneur en glace est alors trop peu importante pour permettre de différencier le pergélisol du non-pergélisol au moyen de sondages géophysiques, en particulier en utilisant des moyens géoélectriques ou des analyses radars.

## 7.2.2 Reconnaissance précise du pergélisol

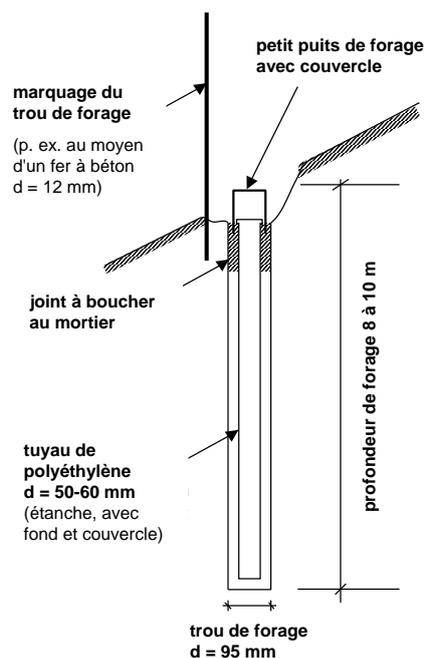
### 7.2.2.1 Sondages

Si on peut supposer la présence de pergélisol sur le site après une première appréciation et une visite in situ (chiffres 7.2.1.2 à 7.2.1.4), des sondages de reconnaissance sont effectués pendant la phase d'élaboration du projet (fig. 47). Les sondages verticaux doivent atteindre des profondeurs de 8 à 10 m. Un modèle de foreuse couramment utilisé pour la construction des ouvrages paravalanches (marteau fond de trou) convient pour effectuer les sondages. Les sondages sont répartis en nombre et en emplacements sur le périmètre de construction de façon à être représentatifs de toute la surface. Si le terrain présente une qualité homogène, on peut se conformer à peu près à la règle de 1 à 2 forages par hectare, si la qualité du terrain varie fortement, le nombre des forages est à multiplier en conséquence.

### 7.2.2.2 Prise de température

La température à l'intérieur du puits de forage se stabilise 3 à 4 semaines après le forage et peut être mesurée en introduisant un simple thermomètre manuel dans le puits de forage. La sonde thermique suspendue à un câble est introduite dans le puits de forage. La température est à mesurer à des intervalles réguliers d'un mètre (par exemple), ce qui permet de dessiner le profil de température (fig. 47) La sonde doit être sèche lors de son passage dans le puits. Elle doit être abaissée prudemment pour ne pas faire tourbillonner ni mélanger les couches d'air dans le tuyau. Lors de chaque mesure, il convient d'attendre que la température se stabilise.

Figure 47 > Sondage de détection de pergélisol.



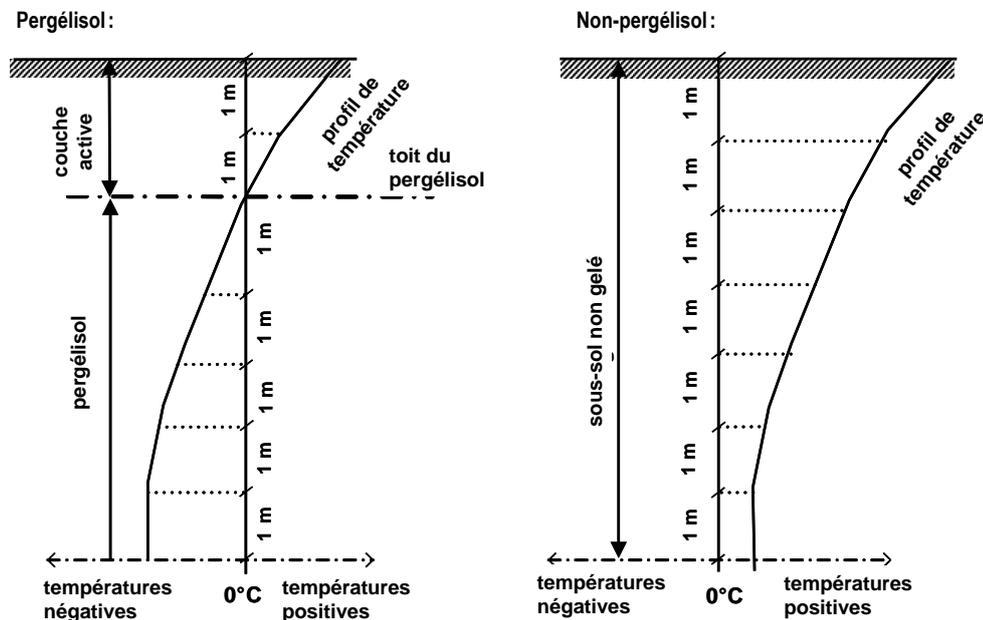
### 7.2.2.3 Chaîne de thermistors

Une autre possibilité consiste à installer dans le puits de forage une chaîne de thermistors reliée à un enregistreur de données (logger). Ainsi, la prise de température se fait de façon continue, mais l'installation du système est plus compliquée que la prise de température au moyen d'un thermomètre manuel.

### 7.2.2.4 Moment des prises de température

Les températures en sous-sol sont mesurées au minimum une fois par mois en septembre et en octobre. C'est durant cette période que les températures à une profondeur de 4 à 6 m sont le plus élevées. Une température de  $\leq 0^{\circ}\text{C}$  à ce niveau indique qu'il s'agit de pergélisol à cette profondeur. L'interprétation de températures négatives mesurées dans les couches proches de la surface exige de la minutie. En octobre, le sol est déjà à nouveau en train de refroidir par le haut. Des températures négatives en surface peuvent donc être provoquées par la phase de gel de la couche active ou simplement par le gel hivernal sans qu'il y ait de pergélisol en sous-sol. Il faut que les températures négatives soient mesurées à une profondeur de 2 à 5 mètres pour qu'il s'agisse réellement de pergélisol.

Figure 48 > Différences entre les profils de température dans le pergélisol et dans le non-pergélisol.



### **7.2.2.5 Différenciation entre la présence et l'absence de pergélisol**

La présence ou non de pergélisol peut être déterminée au moyen des mesures de températures et des profils de température obtenus (fig. 48). Le profil de température du pergélisol permet également d'apprécier l'épaisseur de la couche active, c'est-à-dire la profondeur du toit du pergélisol.

### **7.2.2.6 Instrument de mesure de la température – exigences et précision**

La prise des températures doit être effectuée avec un instrument qui se prête à la mesure de la température de l'air. La sonde thermique doit réagir rapidement aux changements de température. La précision de l'instrument est à vérifier périodiquement dans un bain d'eau glacée. Le cas échéant, la valeur de décalage est à déterminer. Le bain d'eau glacée consiste en un mélange de glace pilée et d'eau froide qu'on remue constamment. La température de fonte de la glace étant élevée, il s'établit une température stable de 0°C précis. À défaut de glace, de la neige peut également être utilisée.

### **7.2.2.7 Aptitude du sol au forage et présence de glace**

Les sondages de reconnaissance effectués avec un marteau fond de trou permettent également l'évaluation de l'aptitude du sol au forage. Un sol riche en glace peut ralentir et même rendre impossibles la progression de la foreuse et l'extraction des matériaux de forage (chiffre 5.7.1.1). Les forages servent en outre à apprécier le profil géotechnique du sol et particulièrement à différencier les blocs meubles de la roche. La composition du matériau extrait (qui peut contenir des particules de glace) renseigne sur la présence de glace en sous-sol.

### **7.2.2.8 Sondage avec prélèvement de carottes**

Si des informations précises sur la nature du sous-sol s'avèrent nécessaires, des carottes doivent être prélevées au moyen de forages par carottier rotatif.

## 7.3 Évaluation de la sensibilité du sous-sol à la reptation

### 7.3.1 Généralités

L'étude d'un projet d'ouvrages paravalanches se base essentiellement sur l'évaluation d'éventuels mouvements de reptation du versant. Des versants stables ou peu enclins à des mouvements de reptation peuvent être équipés durablement. Sur des versants instables, la durée de vie des ouvrages sera réduite. L'étude de mesures de protection alternatives est alors indiquée. Le tableau 13 traite de la fourchette des degrés de reptation admissibles.

### 7.3.2 Appréciation de la qualité

#### 7.3.2.1 Mouvements de reptation dans les pergélisols

L'évaluation géomorphologique et géologique sur le terrain (chiffre 7.2.1.4) livre des indices de mouvements de reptation possibles, provoqués par la présence de pergélisol en sous-sol. Sur des photos aériennes (chiffre 7.2.1.3), les structures de reptation de glaciers rocheux et les phénomènes de solifluxion sont visibles. La viscosité des matériaux qui les composent (mélange de glace et d'éboulis) permet aux glaciers rocheux actifs et aux formes de gélifluxion de taille plus modeste de ramper vers l'aval à raison de plusieurs centimètres voire décimètres par année. Aucun ouvrage de stabilisation de la neige ne doit être construit sur ces matériaux. L'évaluation géomorphologique et géologique ainsi que l'analyse des photos aériennes permettent uniquement l'appréciation qualitative de la stabilité d'une pente. Des affirmations d'ordre quantitatif sur l'ampleur des mouvements de reptation sont extrêmement difficiles.

#### 7.3.2.2 Équilibre instable d'éboulis de versant meubles

D'un point de vue géotechnique, des pierriers sur des versants abrupts se trouvent souvent en équilibre instable, vu que le frottement interne des éboulis correspond au degré d'inclinaison de la pente. C'est pourquoi ce genre d'éboulis meuble peut glisser de quelques millimètres à plusieurs centimètres par année en surface, sans que du pergélisol à éboulis sursaturé de glace en soit la cause.

### 7.3.3 Mesure des mouvements de reptation

#### 7.3.3.1 Généralités

Si la stabilité d'un versant est incertaine, les mouvements de reptation peuvent être surveillés par des **levés géodésiques** et/ou par des **mesures inclinométriques** (fig. 49). La campagne de mesure doit durer au moins 2 à 3 ans.

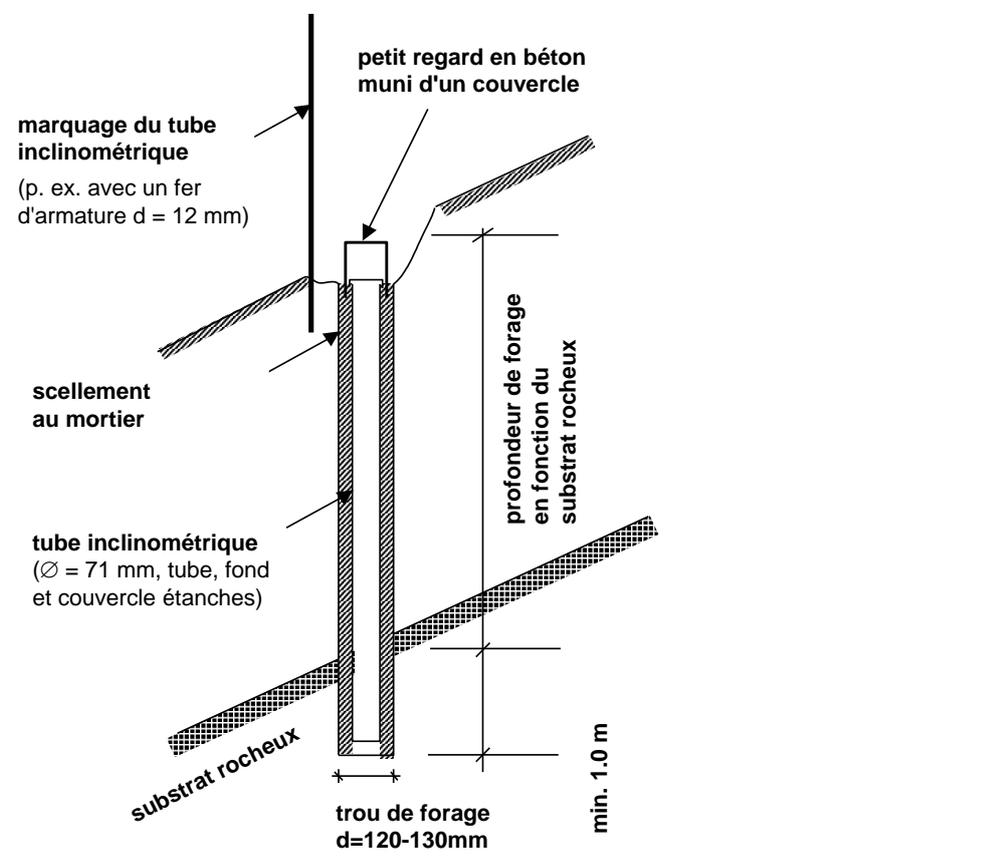
### 7.3.3.2 Levés géodésiques

En vue de **levés géodésiques**, des chevilles cylindriques sont réparties sur le terrain (p.ex. sur de grosses pierres). Les stations d'observation sont installées en terrain stable (p.ex. sur de la roche en place) et assurées par un nombre suffisant de repères de sécurité.

### 7.3.3.3 Mesures inclinométriques

Les trous pour les tubes inclinométriques peuvent être forés avec une foreuse d'utilisation courante dans la technique des ouvrages paravalanches (marteau fond de trou). Le tube ainsi que son fond et son couvercle (fig. 49) doivent être étanches pour éviter que de l'eau ne s'introduise et gèle à l'intérieur du tube. Les mesures indiquent l'ampleur des mouvements de reptation et l'éventuel plan de cisaillement. La base des tubes inclinométriques est à fixer, si possible, dans de la roche solide afin de fournir des points de référence immobiles. Si une telle implantation n'est pas réalisable, les têtes des tubes inclinométriques doivent être contrôlées pendant la période de mesure par levés géodésiques. De cette façon, des mouvements de reptation proches de la surface du versant peuvent être décelés.

Figure 49 > Tube inclinométrique destiné à mesurer les mouvements du versant.



## 7.4 Mesures de protection paravalanche dans les pergélisols

### 7.4.1 Examen du sous-sol par rapport aux mouvements de reptation

#### 7.4.1.1 Taux de reptation

Le taux de reptation (nombre de cm/année) du versant constitue l'élément déterminant dans la décision de construire un ouvrage paravalanche ou de faire abstraction d'une telle construction pour des raisons économiques ou de faisabilité technique.

#### 7.4.1.2 Mouvements de reptation admissibles pour la construction d'ouvrages de stabilisation

Jusqu'ici, il n'existe pas d'expériences de longue durée avec des ouvrages construits dans des pergélisols en mouvement pouvant fournir des conclusions valables. Les taux de reptation figurant dans le tableau ci-dessous ont été estimés sur la base de dommages constatés et sur des mesures inclinométriques effectuées dans des pergélisols.

#### 7.4.1.3 Versants soumis à des reptations

Les mouvements de surface ou les mouvements à vitesse variable qui se produisent sur un même versant sont problématiques pour les ouvrages. En revanche, les versants qui présentent des plans de cisaillement à grande profondeur (plus de 10 m) et qui avancent à une vitesse régulière, ne posent que des problèmes mineurs lors de la construction d'ouvrages paravalanches.

**Tableau 13 > Taux de reptation et mesures de protection possibles.**

Nature du sol	Taux de reptation estimé	Mesures
<b>stable</b>		
(essentiellement dans la roche)	0 cm/ an	• construction d'ouvrages selon le chiffre 7.4.2
<b>reptation minimale</b>		
(blocs meubles riches en glace, éboulis de versant plutôt stables)	0,5–2 cm/ an	• construction d'ouvrages selon le chiffre 7.4.3: – coût supplémentaire probable pour la maintenance des ouvrages
<b>reptation modérée</b>		
(blocs meubles riches en glace, éboulis de versant instables)	2–5 cm/ an	• construction d'ouvrages selon le chiffre 7.4.3: – ouvrages paravalanches admis uniquement à condition d'une haute efficacité par rapport aux coûts – coûts supplémentaires pour la maintenance des ouvrages à prévoir pour la réparation des dommages attendus à moyen terme – durée de vie réduite des ouvrages – alternatives aux ouvrages de soutènement dans la zone de décrochement à étudier
<b>reptation forte</b>		
(blocs meubles riches en glace, éboulis de versant très instables)	> 5 cm/ an	• construction d'ouvrages admise uniquement en l'absence d'alternatives : – pas de garantie de durée de vie à long terme et même à moyen terme – alternatives aux ouvrages de stabilisation dans la zone de décrochement à réaliser

#### **7.4.1.4 Élaboration du projet**

Dans la phase d'élaboration du projet, il faut déterminer le taux de reptation admissible et vérifier l'efficacité par rapport aux coûts.

#### **7.4.2 Ouvrages paravalanches dans de la roche permagelée et exempte de mouvements de reptation**

Dans une roche stable exempte de mouvements de reptation, tous les ouvrages de la liste des types d'ouvrages (cf. chiffre 8.9) qui sont propices à cette station sont autorisés. Le mortier d'ancrage doit satisfaire aux exigences formulées sous le chiffre 6.3.

#### **7.4.3 Ouvrages à ancrer dans un pergélisol composé de blocs meubles à mouvements de reptation admissibles**

##### **7.4.3.1 Ouvrages flexibles**

Dans les zones de décrochement des versants à mouvements de reptation admissibles selon le tableau 13, il faut choisir des constructions à caractère flexible, telles que les filets à neige. Les filets sont moins sensibles aux légers mouvements de reptation que, par exemple, les claies de râtelier rigides. En cas de modification de la géométrie, il suffit de réadapter les câbles d'ancrage en amont et en aval des filets. Les types d'ouvrages homologués pour la construction dans les pergélisols sont listés dans la liste des types d'ouvrages paravalanches de l'OFEV (cf. chiffre 8.9).

##### **7.4.3.2 Ouvrages rigides**

Les ouvrages rigides ne sont pas autorisés en raison de leur rigidité car les mouvements de reptation occasionnent des contraintes et des surcharges aux constructions.

##### **7.4.3.3 Dimensionnement des ouvrages**

Les pressions de neige subies par les ouvrages sont les mêmes que dans les régions qui ne présentent pas de pergélisols. Lors du dimensionnement de la superstructure, la pression de la neige doit être prise en considération suivant les indications figurant sous le chiffre 5. L'expérience montre que le risque de glissement de neige est relativement faible dans des régions à pergélisol (ensoleillement faible, éboulis à gros blocs le plus souvent).

##### **7.4.3.4 Fondations**

###### **7.4.3.4.1 Généralités**

Les fondations sous les piliers articulés des filets à neige sont réalisées au moyen de micropieux en tubes d'acier (pas de barres d'ancrage) ou de plaques de base en acier.

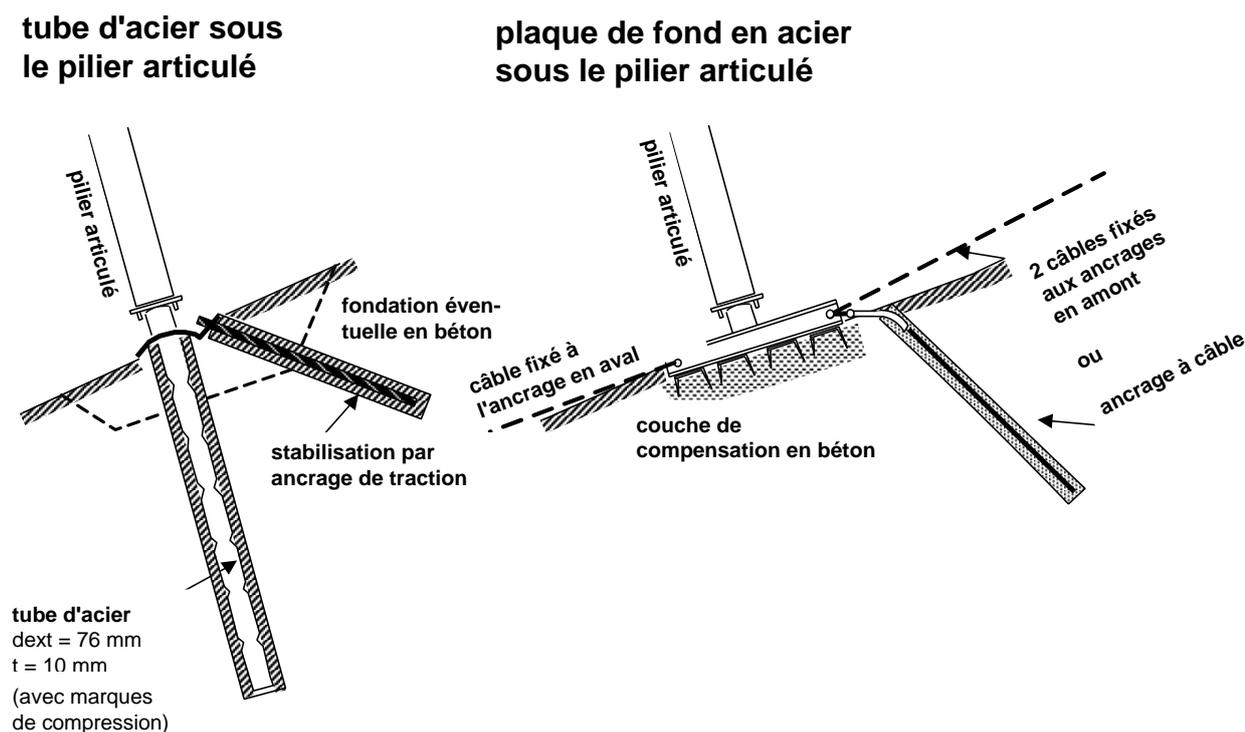
#### 7.4.3.4.2 Micropieux

Les micropieux doivent être en tubes d'acier rigide (fig. 50) (diamètre  $d_{\text{ext}} = 76$  mm, épaisseur de la paroi = 10 mm, qualité d'acier S 355). Pour garantir la cohésion entre la surface du pieux tube et le mortier, le tube d'acier doit présenter un profil (obtenu p. ex. par compression mécanique). L'effort tranchant produit par un léger basculement éventuel du pilier articulé sera absorbé par ce tube d'acier rigide. Un ancrage de traction supplémentaire est fixé à la tête du tube. Dans des zones à éboulis de versant meubles, la construction de fondations supplémentaires en béton à la tête du pieux est à prendre en considération.

#### 7.4.3.4.3 Plaques de base

La plaque de base en acier (fig. 50) n'est que peu sensible à un éventuel basculement du pilier articulé. La géométrie des filets à neige est facile à corriger. Selon la nature du sol, il convient d'encaster la plaque dans un lit de compensation en béton et de l'arrimer dans le terrain en amont et en aval au moyen de câbles d'ancrage ou par un ancrage à câble. Lors du calcul des dimensions de la section au pied du pilier, on admettra en plus de la charge tangentielle mentionnée au chiffre 5.5.4, une inclinaison non prévue des piliers de  $10^\circ$  (en amont) dans la ligne de pente. La charge tangentielle résultante comptera au moins 20 % de la force maximale du pilier. D'éventuelles couches meubles en surface sont à déblayer au préalable. Le plan de la plaque doit être dimensionné en fonction de la résistance du sol (cf. chiffre 5.9.4.6).

Figure 50 > Fondation sous les piliers articulés dans des conditions de pergélisol rampant.



#### 7.4.3.4.4 Forces de déviation des ancrages à câbles

Dans les éboulis très meubles, les forces de déviation des ancrages à câbles en amont, fortement sollicités, sont introduits dans le sous-sol au moyen de fondations en béton armé (fig. 41). La résistance du sous-sol est déterminée en fonction des chiffres 5.9.4.4 et 5.9.4.6.

#### 7.4.3.4.5 Ancrage en aval

L'ancrage en aval peut être effectué traditionnellement au moyen d'ancrages à câbles.

### 7.4.4 Mesures de protection sur des versants à mouvements de reptation non admissibles

#### 7.4.4.1 Ouvrages non autorisés

Tous les ouvrages, même les filets à neige flexibles, construits sur des versants à mouvements de reptation intolérables selon le tableau 13, subissent à court ou moyen terme des déformations et des dommages inadmissibles. La stabilisation de ces versants par des mesures mécaniques n'est donc pas possible. En raison de la mauvaise efficacité par rapport au coût liée à la durée de vie très limitée des constructions, les ouvrages de stabilisation de la neige ne sont pas autorisés sur ces versants.

#### 7.4.4.2 Mesures alternatives

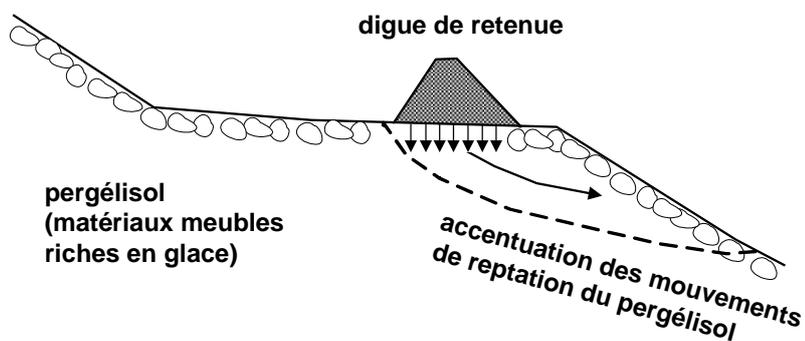
L'objectif de protection contre les avalanches doit être atteint par des mesures alternatives, telles que plans de zones, digues de déviation et de retenue, évacuations, etc.

## 7.4.5 Dignes sur des pergélisols à matériaux meubles

### 7.4.5.1 Matériaux meubles riches en glace

Dans les matériaux meubles riches en glace dont font partie les glaciers rocheux actifs, la construction de digues n'est pas autorisée en raison de la charge supplémentaire importante qui peut provoquer dans le mélange visqueux de glace et d'éboulis une accentuation des mouvements de reptation du pergélisol (fig. 51). Sous l'effet de l'augmentation de la tension dans le sol, les mouvements de reptation du versant peuvent s'intensifier progressivement.

Figure 51 > Digue sur des pergélisols à matériaux meubles.



### 7.4.5.2 Matériaux meubles pauvres en glace

Dans les pergélisols à matériaux pauvres en glace, qui n'ont pas tendance à la reptation, les digues sont autorisées. Il faut démontrer, au moyen d'études géotechniques de stabilité correspondantes, que la stabilité globale du sol ne souffre pas indûment de la surcharge de la digue. Lorsque des matériaux meubles gèlent, leur angle de frottement interne diminue tandis que leur cohésion augmente fortement.

## 7.5 Ancrage dans les pergélisols (matériaux meubles ou roche)

### 7.5.1 Technique de forage

#### 7.5.1.1 Exigence liée au forage

Dans les pergélisols, l'extraction par air-lift des excédents de forage peut s'avérer problématique. En les pilant, le marteau fond de trou réduit en une masse visqueuse les matériaux meubles et la glace. Lors de forages dans ces conditions, de fréquentes rétractions de la glissière ainsi que le nettoyage du trou de forage à l'air comprimé sont nécessaires. Dans des conditions très défavorables (sous-sol très riche en glace) l'avancement du forage au moyen d'un marteau fond de trou peut être totalement compromis.

#### 7.5.1.2 Tubage

Dans les éboulis meubles et proches de la surface, le tubage des premiers mètres de forage peut être judicieux. Lorsque l'instabilité des matériaux meubles est trop importante, l'utilisation d'ancrages autoforants (ancrages forés et injectés) est à prendre en considération.

#### 7.5.1.3 Aptitude au forage

Les sondages de reconnaissance (chiffre 7.2.2) permettent d'évaluer l'aptitude du sol au forage et de planifier les mesures qui s'imposent.

### 7.5.2 Forces d'ancrage dans la roche

Les ancrages dans la roche peuvent être exécutés selon le chiffre 5.9.7.2. Les critères à observer pour le dimensionnement préalable sont formulés au tableau 11. Le dimensionnement définitif se fera conformément au chiffre 7.5.4 au moyen d'essais d'ancrage.

### 7.5.3 Forces d'ancrage dans les matériaux meubles pauvres en glace

Les pergélisols situés dans les versants avec des zones de décrochement potentielles d'avalanches (déclivité supérieure à 28°) sont en général de nature sèche ou sous-saturée de glace, car l'eau de surface s'écoule et n'enrichit pas la glace contenue dans le sous-sol. Les sondages de reconnaissance préalables permettent une évaluation qualitative de la teneur en glace du sous-sol (chiffre 7.2.2.7). Le prédimensionnement des ancrages destinés à des sols de matériaux meubles secs ou sous-saturés de glace peut se faire selon la figure 42. Afin de différencier la nature du sol précisément, la qualité ainsi que la compacité du sol de fondation doivent être évaluées visuellement sur place, conformément au chiffre 5.9.7.4.

## 7.5.4 Essais d'ancrage

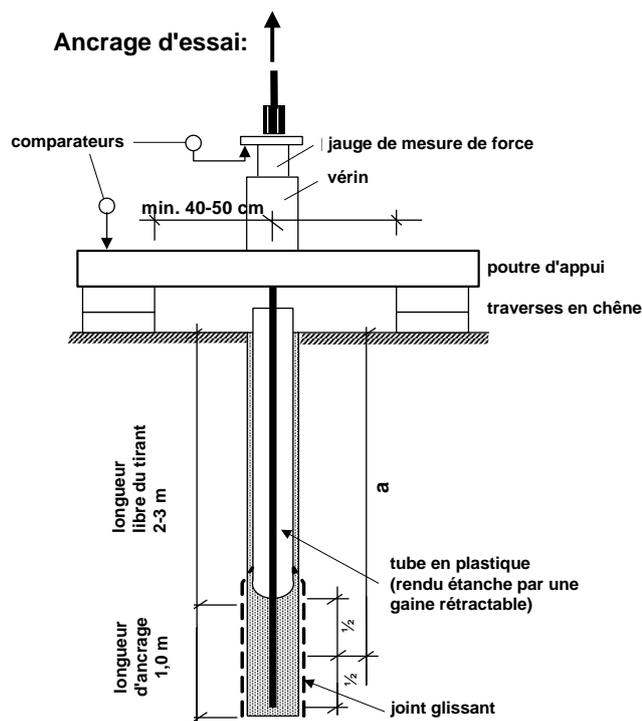
### 7.5.4.1 Généralités

Sur le terrain, il est très difficile de faire la différence de manière fiable entre sols moyens, sols mauvais et sols très meubles. C'est pourquoi il convient de procéder à des essais de traction d'ancrage avant le dimensionnement définitif des ancrages (fig. 52). Ces essais seront mis en œuvre de préférence en liaison avec les sondages de reconnaissance des pergélisols (chiffre 7.2.2). Un minimum de 3 à 5 essais par hectare est à exécuter dans le périmètre de construction des ouvrages. Au cas où la nature du sol à l'intérieur de ce périmètre est très variable, le nombre d'essais est à augmenter en conséquence.

### 7.5.4.2 Réalisation des essais de traction

Les essais de traction peuvent être effectués sur la base de la norme SIA 267/1. La détermination de la résistance ultime externe de l'ancrage  $R_{a,k}$  (charge de rupture) s'effectue selon la norme SIA 267/1 au moyen d'un diagramme de fluage semi-logarithmique en utilisant une valeur de fluage de  $k_{krit}=2,0$  mm. La longueur nécessaire des tirants et celle des pieux de compression sont calculées selon les formules ci-dessous. Le premier mètre supérieur de l'ancrage est supposé ne pas supporter de charge. L'essai de traction selon la figure 52 fournit la résistance spécifique à la traction  $R_{a,k}'$  pour une longueur d'ancrage de 1,0 m.

Figure 52 > Dispositif d'essai pour l'exécution d'essais de traction.



### 7.5.4.3 Dimensionnement de l'ancrage

La longueur totale de l'ancrage nécessaire pour absorber **les forces d'ancrage** caractéristiques effectivement présentes (par pression de neige) se calcule, pour un sol homogène, selon la formule suivante (50):

$$L = \sqrt{\frac{F_k \cdot 4 \cdot a}{R_{a,k'}} + 1} \quad (50)$$

en admettant que:

- L: longueur totale nécessaire en [m] de l'ancrage
- $F_k$ : valeur caractéristique de la force de traction ou de compression (force d'ancrage effectivement présente par pression de neige, sans coefficient de charge) [kN]
- a: profondeur moyenne de l'ancrage (fig. 52) lors de l'essai d'ancrage en [m]
- $R_{a,k'}$ : résistance spécifique à la traction pour une longueur d'ancrage de 1,0 m. (fig. 52)

### 7.5.4.4 Dimensionnement des micropieux

La résistance ultime à la compression d'un micropieu est de 50% plus élevée que pour l'effort de traction (tirant) (chiffre 5.9.7.6.5). La longueur totale des ancrages ou pieux nécessaire pour les forces d'ancrage effectivement présentes par pression de neige se calcule selon la formule 50. ( $F_k$  = valeur caractéristique de la force de compression en [kN], sans facteur de sécurité).

### 7.5.4.5 Conditions de terrain stratifié

Lors d'essais d'ancrage en traction dans des conditions de terrain stratifié, il faut accorder les longueurs de scellement aux différentes couches. La résistance à la traction résulte de l'addition des résistances spécifiques à la traction déterminées pour chacune des couches.

### 7.5.4.6 Contrôle de la qualité

L'injection appropriée des ancrages doit être surveillée par la direction des travaux. Au cours des travaux, des essais de traction peuvent être effectués sur des ancrages dont la capacité de charge paraît insuffisante. La force de charge que l'ancrage subira lors de ces essais de traction doit être de 35% supérieure à la force d'ancrage  $F_k$  effectivement présente. Le mortier d'ancrage est à retirer sur une longueur de 0,5 m derrière la tête de l'ancrage pour éviter une mauvaise transmission de la force entre l'ancrage et l'appui. La valeur de fluage ne doit pas être supérieure à  $k_{adm} = 1,0$  mm.

## 7.6 Utilisation du mortier dans les pergélisols

### 7.6.1 Mortier spécial, destiné à l'utilisation dans les pergélisols

La qualité du mortier doit être conforme au chiffre 6.3. L'utilisation de mortiers d'ancrage normaux n'est pas autorisée. Les mortiers spéciaux admis pour l'utilisation dans les pergélisols, c'est-à-dire, des sols ou des roches d'une température de moins de 0°C, sont inscrits par l'OFEV dans le répertoire des types d'ouvrages (chiffre 8.9). Ces mortiers se prêtent à une utilisation en sous-sol jusqu'à une température de -4°C. En été, des températures inférieures à -4°C sont plutôt rares dans les pergélisols à la profondeur des ancrages. Les températures du sol sont prises lors des sondages de reconnaissance (chiffre 7.2.2).

### 7.6.2 Préchauffage et injection

Pour garantir le début de prise, ces mortiers sont préchauffés à une température de 20°C avant leur utilisation. Cette température peut être atteinte en mélangeant simplement le mortier avec de l'eau chaude. Le tableau 14 ci-dessous indique les températures nécessaires à l'eau par rapport aux températures du mortier sec (dans l'hypothèse d'un rapport de mélange eau/mortier = 0,18):

**Tableau 14 > Températures nécessaires à l'eau en fonction de la température du mortier sec.**

Température du mortier avant de procéder au mélange	Température de préchauffage nécessaire de l'eau
0°C	44°C
4°C	39°C
8°C	34°C
12°C	29°C
16°C	24°C
20°C	20°C

### 7.6.3 Méthode de préchauffage de l'eau et prise de la température

Sur le chantier, l'eau peut être chauffée au moyen d'un chauffe-eau à gaz, éventuellement à thermostat intégré ou simplement dans un chaudron d'acier sur un brûleur à gaz. La température du mélange de mortier est à contrôler régulièrement au cours de l'injection. Les températures de l'eau, du mortier sec et du mélange peuvent être prises avec un simple thermomètre manuel. Si la température du mélange doit être au minimum de 20°C, elle ne doit en revanche pas excéder les 30°C, sous peine de provoquer une prise prématurée du mortier.

---

#### 7.6.4 Injection

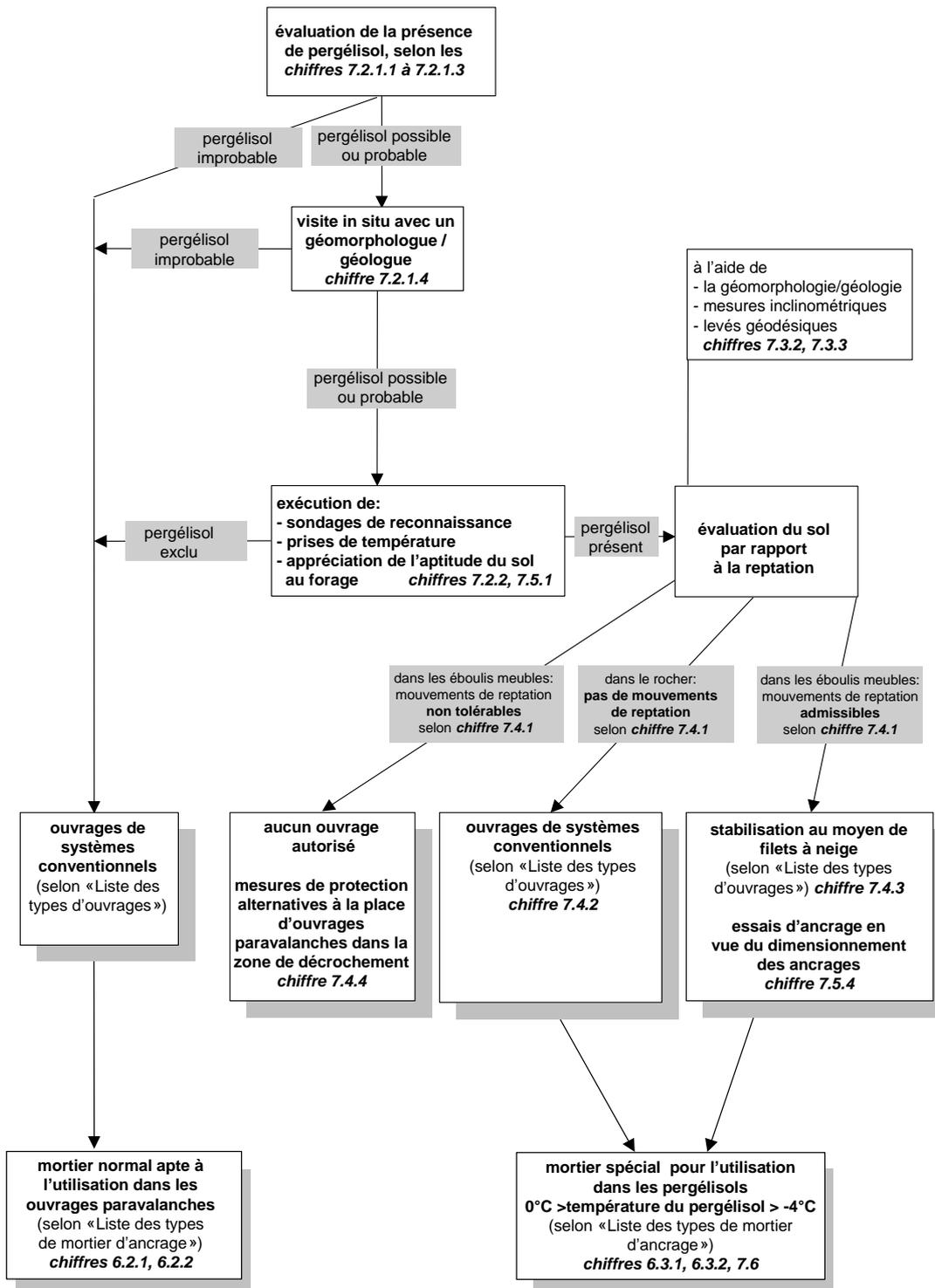
La mise en place des ancrages et pieux ainsi que leur injection doit se faire le plus rapidement possible après le forage, mais au moins le jour même, afin d'éviter que de l'eau qui pourrait s'accumuler dans les trous ne les bouche en gelant.

#### 7.7 Maintenance

Les ouvrages implantés dans les pergélisols doivent être contrôlés conformément au chiffre 5.4.2. Si nécessaire, la géométrie des filets à neige est corrigée.

## 7.8 Déroulement: procédure à suivre pour l'étude d'un projet

Figure 53 &gt; Diagramme de déroulement.





## 8 > Homologation

### 8.1 But

Pour pouvoir bénéficier de subventions fédérales pour des paravalanches selon l'art. 36 de la LFo, on ne peut utiliser que des ouvrages et des mortiers d'ancrage officiellement testés et homologués. Ce chapitre régit cet examen et l'homologation. En voici les objectifs principaux :

- > définir le déroulement de l'homologation;
- > déterminer les exigences liées aux ouvrages de protection, fondations et mortier d'ancrage inclus;
- > créer les conditions préalables à l'octroi de subventions pour les ouvrages de protection, fondations et mortier d'ancrage inclus, dans le cadre de la construction de paravalanches promus par la Confédération.

### 8.2 Objets soumis à l'homologation

#### 8.2.1 Ouvrages de stabilisation

Les objets testés sont les types d'ouvrages standard permanents et leurs fondations, qui sont subventionnées par la collectivité publique. Les types d'ouvrages standard sont à dimensionner en fonction des facteurs locaux suivants :

- > déclivité  $\psi = 45^\circ$
- > facteur de glissement  $N = 1,8$  ou  $2,5$
- > facteur d'altitude  $f_c = 1,1$
- > hauteur efficace du tablier  $D_K = 2,0/2,5/3,0/3,5/4,0/4,5/5,0$  m
- > intervalle latéral entre les ouvrages  $A = 2,0$  m

Si ces facteurs présentent des valeurs élevées dans un périmètre à construire (p.ex. inclinaison de  $> 45^\circ$  ou  $N > 2,5$ ), on implante des ouvrages dimensionnés en conséquence (constructions spéciales).

La procédure d'homologation ne s'applique pas aux ouvrages temporaires ni aux constructions spéciales.

#### 8.2.2 Mortier d'ancrage

Les mortiers d'ancrages utilisés dans les paravalanches subventionnés par la Confédération sont testés.

### 8.3 Déroulement administratif

L'administration liée à l'homologation des types d'ouvrages est réalisée par l'OFEV. L'Office fédéral enregistre les demandes des fabricants d'ouvrages et de mortiers d'ancrage, il engage la procédure d'homologation et décide si le feu vert peut être donné. L'examen est réalisé par l'ENA et par la Commission fédérale d'experts en avalanches et en chutes de pierres (CEAC). Les résultats et les observations faites au cours de l'examen sont consignés dans un protocole tenu par l'ENA et présentés dans un rapport.

**Tableau 15 > Déroulement de l'homologation des ouvrages de stabilisation.**

Responsables / personnes concernées	Étapes de travail
1 Fabricant ; fournisseur	Demande à l'OFEV, avec documentation.
2 OFEV	Enregistrement, accusé de réception, information concernant les coûts.
3 ENA	Contrôle des calculs statiques et des plans, avec envoi du rapport au requérant et à l'OFEV.
4 Fabricant, fournisseur	Envoi des plans vérifiés et corrigés en 11 exemplaires à l'OFEV.
5 CEAC	Examen de l'applicabilité. Rapport au requérant et à l'OFEV, avec appréciation globale et recommandation d'homologuer ou non.
6 OFEV	Décision d'homologuer. Inscription dans la liste des types de paravalanches.

Renseignements à propos des points précités :

- 1: Le fabricant ou le fournisseur d'un type d'ouvrage adresse une demande d'homologation à l'OFEV. Il lui fournit également une documentation établie conformément au point 8.6.1.
- 2: L'OFEV enregistre l'inscription et les dossiers. D'entente avec l'ENA, il informe le fabricant sur la suite de la procédure et les délais.
- 3: L'ENA contrôle les calculs statiques et les plans. Si nécessaire, il mentionne dans un rapport les éventuels défauts constatés. Les dossiers corrigés sont remis à l'ENA pour un nouvel examen.
- 5: Après vérification des plans, la CEAC communique au requérant si un test sera réalisé sur le terrain et comment il sera procédé. Elle adresse ensuite à l'OFEV une appréciation globale qui contient aussi une recommandation d'homologuer l'ouvrage ou non.
- 6: L'OFEV décide d'homologuer le type d'ouvrage et tient une liste de tous les ouvrages homologués.

**Tableau 16 > Déroulement de l'homologation des mortiers d'ancrage.**

Responsable, personne concernée	Étapes de travail
1 Fabricant, fournisseur	Mise en œuvre de l'essai d'aptitude du mortier d'ancrage. Demande à l'OFEV, avec rapport de l'essai d'aptitude.
2 OFEV	Enregistrement, accusé de réception.
3 ENA	Examen du rapport d'essai d'aptitude. Rapport d'examen.
4 CEAC	Examen de l'applicabilité. Rapport d'examen avec appréciation globale et recommandation d'homologuer ou non.
5 OFEV	Décision d'homologuer. Inscription dans la liste des mortiers d'ancrage homologués.

Renseignements à propos des points précités :

- 1: Le fabricant ou le fournisseur envoie deux sacs de mortier sec à l'EMPA ou à un autre laboratoire neutre en lui demandant de procéder à l'essai d'aptitude. Les sacs de mortier seront munis des indications mentionnées au chiffre 8.6.2.
- 2: L'OFEV enregistre l'inscription et les dossiers, puis il transmet le rapport d'examen à l'ENA.
- 5: L'OFEV décide d'homologuer le mortier d'ancrage et il tient une liste de tous les mortiers d'ancrage homologués.

## 8.4 Exigences

### 8.4.1 Ouvrages de stabilisation

Le dimensionnement des ouvrages de stabilisation doit correspondre à la Directive technique pour la construction d'ouvrages paravalanches dans la zone de décrochement ainsi qu'aux normes SIA ou Eurocodes qui s'y rapportent.

### 8.4.2 Mortier d'ancrage

Les caractéristiques d'un mortier d'ancrage doivent être prouvées au moyen d'un essai d'aptitude. Les valeurs limites à respecter sont énoncées sous le chiffre 6 Utilisation de mortier d'ancrage pour les ouvrages paravalanches.

## 8.5 Examens

### 8.5.1 Ouvrages de stabilisation

#### 8.5.1.1 Contrôle des calculs statiques

Les facteurs examinés sont les suivants: les valeurs admises de la pression de neige et des modèles de charges déterminants, le dimensionnement et la géométrie des surfaces d'appui, le dimensionnement de la console (piliers, barres comprimées, montant, fixations), les réactions déterminantes de l'ancrage de la console et son dimensionnement, ainsi que la protection de la fondation contre la corrosion. L'applicabilité sous l'angle de la mécanique de la neige et des avalanches est également vérifiée. Les points suivants sont examinés:

- > Actions selon la directive technique pour la construction d'ouvrages paravalanches dans la zone de décrochement (2006)
- > Modèle de console / Système statique (exigences d'utilisation)
- > Calcul des dimensions de section et des réactions de l'ancrage de la console
- > Dimensionnement des éléments en acier importants, selon la norme SIA 263 Construction en acier ou Eurocode 3 Construction métallique
- > Ouvrages rigides: traverses, barres ou barreaux, piliers, montants, barres comprimées, fixations (plaque de fixation, boulons, vis, introduction des charges, raccords soudés), diamètre des tirants et des micropieux, plaques de base (profils, introduction des charges)
- > Ouvrages lâches: piliers, lattes (poussée et cisaillement), pied du pilier, câble à mailles, câble en bordure du filet, câble d'ancrage, câbles de fixation, câble de renforcement des bords, ancrage des piliers, tirants à câble/ancrage
- > Indications sur la protection des ancrages contre la corrosion

- > Matériaux utilisés (propriétés mécaniques, groupe de qualité; pour les matériaux qui ne figurent pas dans les normes SIA 263 ou Eurocode 3, les tests adéquats de matériel sont à joindre au dossier)
- > Câbles d'acier utilisés (construction, propriétés mécaniques des fils, charge minimale de rupture, certificats existants)

#### **8.5.1.2 Examen de l'applicabilité**

##### a) Examen des plans

Les facteurs examinés sont entre autres le nombre d'éléments de construction et leur poids, le montage de l'ouvrage, le genre de fondation, l'adéquation de l'ouvrage avec le terrain, le genre de matériau utilisé, la sensibilité aux chutes de pierres, la marge de tolérance, les possibilités de contrôle et de réparation, l'insertion dans le paysage et la rentabilité.

##### b) Test sur le terrain :

- > Pour les nouveaux types d'ouvrages, des ouvrages-tests seront érigés. Cette construction sera implantée dans un lieu déterminé par la CEAC et devra faire ses preuves durant deux hivers au moins (ou plus longtemps, selon la rigueur de l'hiver).
- > En cas de modification de la construction d'ouvrages homologués, un essai de montage est généralement requis. La pose et la mise sur pied de l'ouvrage sera expertisée par la CEAC.
- > Si la modification n'est que mineure (p.ex. hauteur efficace du tablier, selon le chiffre 8.2.1), aucun test n'aura lieu sur le terrain.

#### **8.5.2 Mortier d'ancrage**

L'essai d'aptitude du mortier d'ancrage sera effectué par l'EMPA ou par un autre institut d'essai neutre. Le requérant soumettra directement sa demande. La procédure d'examen est décrite au chapitre 6 (Utilisation de mortier d'ancrage dans les ouvrages paravalanches). L'ENA et la CEAC examinent le rapport d'essai d'aptitude, conformément aux valeurs limites indiquées au chapitre 6.

## 8.6 Documents requis

### 8.6.1 Ouvrages de stabilisation

Pour engager la procédure d'examen d'un ouvrage, les documents suivants sont à adresser à l'OFEV (Adresse: OFEV, division Prévention des risques, 3003 Berne).

#### a) Dossier général

Demande d'examen avec:

- Nom et adresse du requérant
- Objet de l'examen et facteurs locaux
- Liste des documents contenant les plans et les calculs statiques à examiner
- Lieu, date et signature

#### b) Calculs statiques

- Dossier des calculs statiques avec mention de l'auteur, de la date, de l'objet à examiner et facteurs locaux
- Contenu des calculs statiques: tous les calculs et les preuves seront présentés sous une forme compréhensible (formule de calcul, valeurs d'entrée, résultats intermédiaires et finaux). Les calculs qui ne contiennent que les résultats finaux, sans explication de leur origine, ne seront pas acceptés.

#### c) Plan d'ensemble de la construction finie

- Plan avec numéro, date, type, fabricant et éventuelles modifications
- Échelle recommandée 1:25 à 1:20
- Indication des variantes de fondation possibles
- Indication des forces maximales des fondements

#### d) Plan de construction des éléments détachés (si nécessaire)

- Chaque plan avec numéro, date, type, fabricant et éventuelles modifications
- Échelle recommandée 1:25 à 1:20
- Indication des dimensions des éléments importants, tels que montant, pilier, fixations, raccordements, etc.

#### e) Liste des matériaux

- Liste des matériaux d'éléments importants, avec type de profil, dimensions et poids

#### f) Manuel de montage

- Indications sur les travaux de piquetage
- Auxiliaires et outils nécessaires
- Instructions pour le montage, étape par étape
- Fiche de rappel concernant le contrôle final du montage
- Fiche de rappel concernant les travaux de maintenance

g) Autres données (si nécessaire)

- Vérification de la gestion de la qualité au sein de l'entreprise
- Certificats existants

h) Dossiers à déposer

- Formulaires de requête, calculs statiques et plans, à remettre en deux exemplaires à l'OFEV, division Prévention des risques, CH-3003 Berne.
- Après l'acceptation par l'ENA des calculs statiques et des plans, le dossier contenant les plans corrigés est à remettre en onze exemplaires à l'OFEV, division Prévention des risques, CH-3003 Berne.

### 8.6.2 Mortier d'ancrage

Le rapport des essais d'aptitude doit faire état des examens suivants :

- > Caractéristiques du mortier frais, examinées selon la méthode de l'EMPA
- > Résistance à la compression
- > Mesures d'élasticité
- > Diminution de longueur
- > Résistance au gel

Les sacs de mortier d'ancrage doivent porter les mentions suivantes :

- > Nom du produit
- > Désignation du fournisseur
- > Date de la production, non codée
- > Date limite, non codée
- > Numéro de production
- > Conditions de stockage

## 8.7 Coûts de l'examen

### 8.7.1 Contrôle des calculs statiques

Les coûts du contrôle des calculs statiques sont généralement fixés en fonction du temps de travail.

### 8.7.2 Essai d'aptitude du mortier d'ancrage

Les coûts de l'essai d'aptitude sont à la charge du requérant.

### 8.7.3 Examen de l'applicabilité

Les coûts liés à l'ouvrage-test sont à la charge du fournisseur. Les coûts de mise en place et de montage sont portés au compte du projet de construction. Si l'ouvrage-test se révèle approprié, le coût des matériaux est remboursé au fournisseur. Le coût total de l'ouvrage-test ne doit pas dépasser celui d'un ouvrage normal appartenant au même projet de construction.

## 8.8 Validité de l'homologation

- > La validité de l'homologation des ouvrages de stabilisation est illimitée.
- > L'essai d'aptitude du mortier d'ancrage est à répéter tous les 3 ans.
- > Si, par contre, les ouvrages ou le mortier d'ancrage présentent des défauts après avoir été homologués ou s'ils ne correspondent plus à l'état le plus récent de la technique et des connaissances, l'essai doit être renouvelé.

## 8.9 Liste des types d'ouvrages et de mortiers d'ancrage

Les ouvrages homologués (sauf ceux qui seront soumis à des conditions locales présentant des valeurs élevées) tout comme les mortiers d'ancrage seront énumérés dans les listes de l'OFEV. Ces listes sont régulièrement actualisées et consultables sur le site Internet de l'OFEV (<http://www.environnement-suisse/homologation>).

## 8.10 Confidentialité et communication à des tiers

Tous les documents soumis à l'OFEV, à l'ENA et à la CEAC sont traités dans la plus stricte confidentialité. À l'exception de la liste des types d'ouvrages et des mortiers d'ancrage, les résultats ne seront transmis à des tiers qu'avec l'accord écrit du requérant. Le Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication décide de la diffusion par la CEAC d'éventuelles publications.

# > Annexe

## Figures

<b>Figure 1</b>			<b>Figure 19</b>		
Claie métallique.	15		Facteur marginal selon la formule 22.		63
<b>Figure 2</b>			<b>Figure 20</b>		
Râtelier.	15		Surcharge marginale sur le flanc découvert (champ terminal de l'ouvrage) et pour un intervalle de 2 m entre les ouvrages (champ marginal).		63
<b>Figure 3</b>			<b>Figure 21</b>		
Filet.	15		Résultante de la pression de la neige.		64
<b>Figure 4</b>			<b>Figure 22</b>		
Vitesses de reptation et de glissement dans le manteau neigeux.	19		Application de la charge résultante et répartition des pressions de neige pour les deux modèles de charge.		66
<b>Figure 5</b>			<b>Figure 23</b>		
Aménagement intégral d'un compartiment de terrain.	25		Charge perpendiculaire au tablier.		68
<b>Figure 6</b>			<b>Figure 24</b>		
Aménagement partiel. Étagement en retrait et délimitation du flanc découvert des constructions.	25		Premier modèle de charge du tablier.		69
<b>Figure 7</b>			<b>Figure 25</b>		
Disposition continue.	26		Modèle de charge avec et sans surcharge marginale.		69
<b>Figure 8</b>			<b>Figure 26</b>		
Disposition fragmentée discontinue.	26		Largeurs de charge d'une traverse de tablier.		74
<b>Figure 9</b>			<b>Figure 27</b>		
Disposition fragmentée échelonnée.	26		Charges parallèles au tablier.		74
<b>Figure 10</b>			<b>Figure 28</b>		
Disposition fragmentée combinée.	26		Charges tangentielles sur la traverse.		74
<b>Figure 11</b>			<b>Figure 29</b>		
Moyenne des hauteurs extrêmes de neige $\bar{H}_{ext}$ .	31		Ouvrage muni de socles de fondation séparés, avec détermination graphique des forces qui y agissent, pour un pilier non encastré à ses deux extrémités (arc à trois articulations) et un montant librement articulé en B.		79
<b>Figure 12</b>			<b>Figure 30</b>		
Hauteur de tablier ou hauteur de filet.	32		Ouvrage avec barre comprimée dont le socle aval est constitué d'un micropieu et d'un tirant pour terrain meuble, et le socle du montant d'un tirant pour terrain meuble.		79
<b>Figure 13</b>			<b>Figure 31</b>		
Facteur d'espacement.	35		Filet à neige.		81
<b>Figure 14</b>			<b>Figure 32</b>		
Détermination du décalage d'ouvrages échelonnés.	41		Râtelier avec socle de fondation amont du seuil.		81
<b>Figure 15</b>			<b>Figure 33</b>		
La disposition échelonnée doit respecter l'espacement normal L.	41		Plaque de base d'un filet à neige scellée à la surface du sol.		82
<b>Figure 16</b>			<b>Figure 34</b>		
Surcharge d'un tablier déversé.	48		Résistance spécifique du sol de fondation $\sigma_\alpha$ en fonction de la direction de la force $\alpha$ .		83
<b>Figure 17</b>			<b>Figure 35</b>		
Répartition de la pression de neige sur une surface d'appui limitée latéralement.	49		Dimensionnement du socle amont scellé par rapport à la compression du sol.		84
<b>Figure 18</b>					
Pression de la neige $q's$ sur le pilier d'un filet.	50				

<b>Figure 36</b>	Dimensionnement du socle amont scellé, par rapport aux efforts de cisaillement du sol.	86
<b>Figure 37</b>	Fondation sur rocher permettant un ancrage.	87
<b>Figure 38</b>	Dimensionnement du socle amont préfabriqué par rapport aux efforts de compression.	87
<b>Figure 39</b>	Dimensionnement du socle amont préfabriqué par rapport aux efforts de cisaillement du sol.	89
<b>Figure 40</b>	Dimensionnement du socle aval préfabriqué.	89
<b>Figure 41</b>	Socle en béton avec armature pour absorber les forces de déviation afin de réduire la compression du sol produite par le tirant à câble.	94
<b>Figure 42</b>	Résistance caractéristique à la traction $R_{a,k}$ en fonction de la longueur de l'ancrage et de la catégorie de sol pour des tirants et des tirants à filet non explosés.	96
<b>Figure 43</b>	Résistance caractéristique à la traction $R_{a,k}$ en fonction de la longueur de l'ancrage et de la catégorie de sol pour des tirants explosés.	98
<b>Figure 44</b>	Dimensions d'une éprouvette.	104
<b>Figure 45</b>	Profil typique de la température dans un corps permagélé.	106
<b>Figure 46</b>	Diagramme pour l'évaluation de la présence de pergélisol.	109
<b>Figure 47</b>	Sondage de détection de pergélisol.	111
<b>Figure 48</b>	Différences entre les profils de température dans le pergélisol et dans le non-pergélisol.	112
<b>Figure 49</b>	Tube inclinométrique destiné à mesurer les mouvements du versant.	115
<b>Figure 50</b>	Fondation sous les piliers articulés dans des conditions de pergélisol rampant.	118
<b>Figure 51</b>	Digue sur des pergélisols à matériaux meubles.	120
<b>Figure 52</b>	Dispositif d'essai pour l'exécution d'essais de traction.	122
<b>Figure 53</b>	Diagramme de déroulement.	126

## Tableaux

<b>Tableau 1</b>	Avantages et inconvénients des diverses dispositions d'ouvrages.	27
<b>Tableau 2.1</b>	Espacement des ouvrages, parallèlement à la pente L selon fig. 13, en [m].	36
<b>Tableau 2.2</b>	Espacement des ouvrages, parallèlement à la pente L selon fig. 13, en [m] (suite).	37
<b>Tableau 3.1</b>	Espacement des ouvrages L' en projection horizontale, selon fig. 13, en [m].	38
<b>Tableau 3.2</b>	Espacement des ouvrages L' en projection horizontale, selon fig. 13, en [m] (suite).	40
<b>Tableau 4</b>	Facteur d'altitude.	44
<b>Tableau 5</b>	Classes de sols et facteurs de glissement.	45
<b>Tableau 6</b>	Facteur de reptation en fonction de la densité moyenne de neige ( $\rho$ ) et de la déclivité ( $\psi$ ).	46
<b>Tableau 7</b>	Évaluation de l'état des ouvrages.	60
<b>Tableau 8</b>	Détermination de la résistance spécifique du sol de fondation.	83
<b>Tableau 9</b>	Contrainte de cisaillement du sol intact à la semelle d'un socle scellé.	86
<b>Tableau 10</b>	Augmentation de la contrainte de cisaillement $s_B$ avec la profondeur du socle.	86
<b>Tableau 11</b>	Résistance spécifique externe des tirants à la traction dans un rocher peu fissuré, en fonction du diamètre du trou de forage.	93
<b>Tableau 12</b>	Critères d'appréciation.	110
<b>Tableau 13</b>	Taux de reptation et mesures de protection possibles.	116
<b>Tableau 14</b>	Températures nécessaires à l'eau en fonction de la température du mortier sec.	124
<b>Tableau 15</b>	Déroulement de l'homologation des ouvrages de stabilisation.	129
<b>Tableau 16</b>	Déroulement de l'homologation des mortiers d'ancrage.	129

--	--