

Ingenieurprobleme beim Bau im Hochgebirge

Autor(en): **Gut, Hans**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **102 (1984)**

Heft 37

PDF erstellt am: **17.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75519>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

bindungselement eingefügt. Dieses schlanke Element (aus klimatischen und wirtschaftlichen Gründen aus Beton) erschliesst die Anlage in ihrer ganzen Höhe. Es besteht aus einem Treppen-, Lift- und Leitungsschacht und ist zudem unter den Gebäudesockel verlängert, was den Anschluss an den *Erschliessungstollen* ermöglicht. Dieser wird nach Bauende den einzig möglichen Zugang darstellen. Das ganze Vertikal-Erschliessungselement, welches durch verschiedene Klimabereiche hindurchführt, ist mit einer durchgehenden Innenisolation mit Dampfsperre ausgekleidet (Bild 5).

Die Folgerung

Die Forderungen der Technik bedingen also ein *turmförmiges Gebäude* in

exponierter, freier Lage. Der Standort Titlis bringt nebst dem Konflikt Technik-Landschaftsschutz auch andere spezifische Probleme wie Rücksichtnahme auf bestehende touristische Anlagen mit sich. Der Versuch einer Anpassung der Turmsilhouette an den Charakter der Umgebung ruft aus verschiedenen Distanzen unterschiedliche Eindrücke hervor. Von der Bergstation der Bergbahnen Engelberg-Trübsee-Titlis her wirkt auf den Betrachter eine Baustruktur, deren Massstab den Bedingungen der Technik und nicht dem Menschen angepasst werden musste. Aus der Ferne, von den umliegenden Berggipfeln her, erscheint der Richtstrahlurm nur noch als kleines Orientierungszeichen zwischen Jurahöhen, Schwarzwald und Mischabelgruppe.

Ingenieurprobleme beim Bau im Hochgebirge

Von Hans Gut, Zürich

Aus den zahlreichen Bauingenieuraufgaben, die mit der Projektierung und Ausführung der MZA Titlis gelöst werden mussten, werden nachfolgend *eine besondere Kapitel* ausgewählt.

Die Erschliessung der Baustelle

Neben der vorstehend beschriebenen Evaluation des Standortes und der Projektierung des eigentlichen Baues nahmen die Studien für die Erschliessung der Baustelle einen wesentlichen Teil der *Vorbereitungsarbeiten* in Anspruch. Weil einerseits die Kosten für die Erstellung und den Betrieb einer Zufahrt in jedem Falle beträchtlich sind und andererseits eine bestehende Bahnanlage bis 200 m nah zur Baustelle führt, die für eine Variante in Betracht gezogen werden musste, waren die Abklärungen sehr sorgfältig vorzunehmen.

Die Verwendung der bestehenden Zufahrt zum «Chli Titlis» konnte aus ver-

schiedenen Gründen nicht in Frage kommen. Diese öffentliche Bahnanlage umfasst ab Engelberg 4 Sektionen, 1 Standseilbahn und 3 Luftseilbahnabschnitte. Zusammen mit einem speziell zu erstellenden Bauzubringer ab Endstation müsste das Material viermal auf recht umständliche Weise umgeladen werden. Bei grossem Publikumsandrang hätten zusätzliche Fahrten frühmorgens und abends sowie in der Nacht geführt werden müssen, was zusätzliches Betriebspersonal, einschliesslich Ausbildung, erfordert hätte. Örtliche Störungen des Tourismus hätten in Kauf genommen werden müssen. Ausserdem standen noch privatrechtliche Hindernisse im Weg.

Untersucht wurde die Führung einer *separaten Bauseilbahn für Personen und Materialtransporte* auf 7 verschiedenen Trassen. Ausgeführt wurde die Variante Gaden ab Sustenstrasse im Feldmoos. Eine einspurige Pendelbahn verbindet über vier Zwischenstützen die Talstation, dem Materialbasislager, auf 1600 m ü.M. mit der Bergstation auf 3026 m ü.M. am Gipfel des «Chli Titlis». Die Hauptdaten der Bahn sind in Tabelle 1 enthalten.

Die respektable Anlage mit einer der *längsten Spannweiten* wurde von *Von Roll Habegger AG*, Thun, projektiert und ausgeführt. Die Bahn steht noch bis zum Abschluss aller Bauarbeiten in Betrieb und wird voraussichtlich gegen Ende des nächsten Jahres demontiert und abgebrochen [1, 2].

Eine Trasse-Führung aus dem Raum Engelberg wäre noch etwas vorteilhaft-

ter gewesen, durfte aber aus Sicherheitsgründen wegen der Überfahung von Skipisten nicht verwirklicht werden. Die Anlage Feldmoos liegt übrigens auf «historischem» Boden: Hier soll sich ein Barackendorf während des Baues der Sustenpass-Strasse vor rund 40 Jahren befunden haben (Bild 11).

Die Geologie

Die Standortwahl am Rande von Eis, Firn und Saison-Schnee führte zu zwei wichtigen *Vorabklärungen*: Einerseits die Feststellung des eigentlichen Felsverlaufes und Beurteilung des Gesteinsmaterials sowie andererseits die Untersuchung der Bewegungen des Eises in diesem Randbereich.

Felsverlauf

Zwei unabhängig voneinander durchgeführte Bestimmungen der *Felsoberfläche* – eine Thermosondierung und eine seismische Untersuchung – lieferten mittels fünf Profilen die erforderlichen Grundlagen. Die Aufschlüsse nach erfolgtem Schnee- und Eisabtrag wichen allerdings auf der Nordseite der Baugrube einige Meter von den vorausgesagten Höhenkoten ab. Der Grund dafür liegt im relativ grossen Interpretationsspielraum der seismischen Messresultate infolge der geringen Differenzen der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit im alten, verfestigten Firn/Eis und im darunterliegenden Fels. Für die Situation «Chli Titlis» wurde im voraus mit einem Fehler bis zu ± 2 m gerechnet.

Trotz der festgestellten Differenzen genügten die Resultate der beiden Untersuchungsmethoden für die Detailprojektierung. Der ursprüngliche Entscheidung, in diesem Fall auf ein Netz von eigentlichen Sondierbohrungen aus Kostengründen zu verzichten, erwies sich als richtig.

Die Art der *Felsqualität*, ein vollständig verschieferter schwarzgrauer Örlkalk, dessen Schichtungen mit einer Neigung von 20–30° nach SSW bis SSE einfallen, und der von verschiedenen Kluftsystemen durchzogen ist, erforderte *einige bauliche Massnahmen*:

- Die Fundationskoten liegen unter einer Verwitterungszone von etwa 2–3 m Mächtigkeit und in einer Tiefe mit einer in südlicher Richtung genügend grossen Vorlagerung, weil der Abfall der Felsoberfläche südlich der Baugrube die Schieferungsneigung übersteigt.
- Eine auf der Fundationsfläche austreichende Kluft wurde mit dem Abbauhammer bis etwa 1 m Tiefe ver-

Tabelle 1. Hauptdaten der Bauseilbahn für die Erschliessung

Höhendifferenz	1 426 m
Gesamtlänge schräg	4 675 m
grösstes Spannfeld schräg	3 476 m (!)
grösster Bodenabstand	460 m
Nutzlast Material	3,8 t
Personenkabine	20 Personen
Kabine im Gehänge	3 Personen
Kapazität Kiestransport	6,5 t/h
Transportmengen: 1981	3 510 t
total	13 500 t
Fahrzeit	14 min
Bauzeit	12 Monate

folgt und dann mit einer Spezialbetonmischung ausgegossen.

- Gebäude und Liftschacht sind starr miteinander verbunden, so dass dieser als zusätzliche Sicherheit die Funktion einer Verankerung übernehmen kann.

Ergänzt wurden diese Vorkehrungen durch die üblichen Sorgfaltspflichten, wie Fundierung auf sauber gesprengter Felsoberfläche, Ableitung von Schmelz- und Sickerwasser, Sicherung stark zerklüfteter Felspartien usw.

Gletschereis

Eine wichtige Abklärung galt der anfänglichen Hauptfrage bei der Standortwahl: Wie verhält sich das *Gletschereis* rund um die vorgesehene Baustelle. Mit der Beantwortung wurde die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich beauftragt. Anhand einer *Modellrechnung mit finiten Elementen* wurde festgestellt, dass sich der Gletscher vorwiegend nach Norden bewegt. Nur in den untersten 3 m wird infolge Auflast eine geringe Bewegung Richtung Gebäude verzeichnet. Im Bauzustand wird der Schnee und das Eis rund um den Fundamentbereich bis auf den Fels vollständig abgetragen. Mit der Zeit kann sich jedoch der Abtrag wieder mit Schnee füllen und sich in Firn und Eis verwandeln. Ein möglicher, daraus entstehender, geringer Eisdruck auf das Gebäude ist für die Bemessung nicht relevant, da Schnee- und hydrostatischer Druck dafür entscheidend sind. Wichtige Belastungsangaben darüber wurden uns ebenfalls von der VAW in Verbindung mit dem Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung Weissfluhjoch/Davos geliefert.

Die Belastungen

Das Belastungsbild der MZA Titlis wird im wesentlichen durch die Komponenten *Wind und Schnee* geprägt. Dazu kommt noch ein möglicher hydrostatischer Druck vor allem auf der Nordseite des Baukörpers. Eigengewicht und Betriebslasten fallen kaum ins Gewicht.

Wind

Den Staudrücken liegen die folgenden *Windgeschwindigkeiten* zugrunde:

- 160 km/h für den max. zulässigen Drehwinkel am Antennenstandort (Terrassen + Antennenträger + Gebäude) von $\pm 0,2^\circ$
- 200 km/h als Hauptbelastung
- 250 km/h als Zusatzbelastung

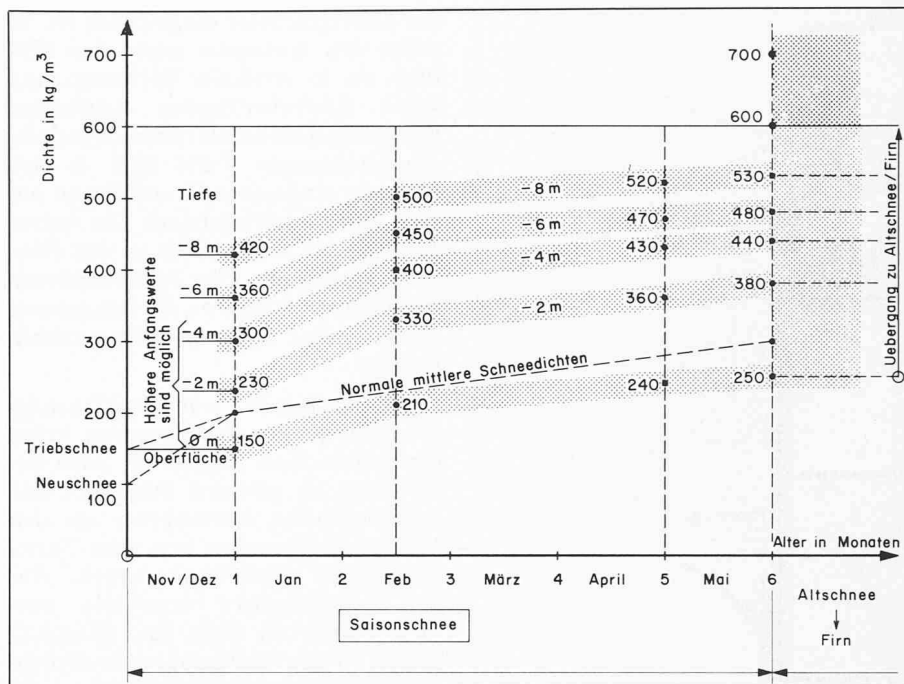


Bild 6. Ergebnisse der Schneedichtemessungen auf der Baustelle 1980/81

Als *Windangriffsfläche* ist der Umriss des Antennenträgers mit belegten Terrassen und den Obergeschossen definiert. Die Fachwerke wurden voll gerechnet mit Breitenzuschlag infolge Vereisung. Auf den Terrassen ist ein durchgehendes Band aus den Nutzlasten genommen. Der Aussendruck-Beiwert beträgt insgesamt 1,4 aus windzugekehrter und windabgekehrter Seite.

Die Ermittlung des Staudruckes erfolgte anhand des mittleren Barometerstandes und der Minimaltemperatur. Im Falle von 200 km/h Hauptbelastung ergibt sich als Staudruck 1600 N/m^2 .

Schneebelastung inkl. hydrostatischer Druck auf die Gebäude-Nordseite

Die Beobachtungen der Schneesituation in den ersten Jahren Bauzeit, insbesondere Schneedichtemessungen, Profilaufnahmen und Feststellungen an Bauinstallationen führten zusammen mit den Empfehlungen der VAW betreffend Annahme eines hydrostatischen Druckes zu einer *besonderen Lastdisposition* am definitiven Bauwerk. Dieses - in seiner Gesamtheit eher konservative Bild - wird wie folgt umschrieben:

- Der Zwischenraum zwischen Gebäude und Eis wird sich mit Schnee füllen; verschiedene Ursachen, wie z.B. vollständige Durchnässung, Ausbruch einer wassergefüllten Gletscherspalte usw., können zum Aufbau eines hydrostatischen Druckes führen. Wegen der Bewegung des Gletschereises nach Norden kann ein eigentlicher Eisdruck ausgeschlossen werden.
- Die Krite des «Chli Titlis», die die

Anlage nördlich bis westlich umfasst und überragt, ändert ihre Lage und vor allem die Höhe im Verlaufe der Jahre für das Bauwerk nicht entscheidend.

- Es muss mit einer vollständigen Schnee-Eindeckung gerechnet werden. Aus der Topographie heraus - unterschiedliche Schneehöhen - entstehen infolge Schneekriechens neben vertikalen auch seitliche Kräfte. Dadurch wird auch der im Zwischenraum Gebäude/Gletscher liegende Schnee beeinflusst.
- Mehrheitlich besteht die Schneeablagung aus Triebsschnee, der bei seinem Auftreffen noch windverfestigt wird. Eine relativ hohe anzunehmende Dichte ist die Folge. Dies gilt auch für die Antennenterrassen.

Die Ergebnisse der *Schneedichte-Messungen* sind in Bild 6 dargestellt. Die Gewichtsbestimmung wurde mit behelfsmässigen Mitteln durchgeführt und erhebt keinen Anspruch, wissenschaftlich exakt zu sein. Zur besseren Erfassung des komplexen Mediums Schnee auf einer exponierten Baustelle sollten die Resultate jedoch genügen. Auffallend sind die relativ hohen Werte gleich zu Beginn der Ablagerung und wenige Wochen später.

Als Schneedichten sind gewählt:

- Saison-Schnee oberhalb der Dachterrassen 500 kg/m^3
- Altschnee unterhalb der Dachterrassen 700 kg/m^3

Das *Schneekriechen* und die daraus entstehenden Kräfte sind anhand der «Mitteilungen Nr. 29» [3] mit einer fiktiven Hangneigung von 25° und der gemessenen Schneedichte berechnet. Der

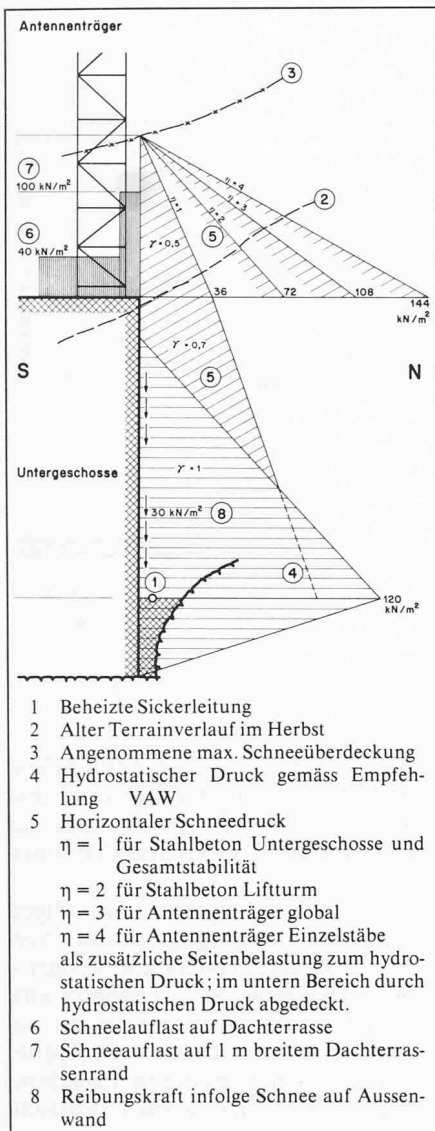


Bild 7. Belastung auf der Nordseite. Schema der vertikalen und horizontalen Lasten aus Schnee und hydrostatischem Druck

Kriecheinfluss auf die Bauteile erhöht sich noch um einen sogenannten «Wirkungsgrad η » in Abhängigkeit von der anzutreffenden Breite. Eine weitere Folge sind vertikale Zusatzbelastungen am Rand der Gebäudedachplatte und Reibungskräfte auf die Aussenwand (Bild 7).

Als weitere Schneebelastung wurde die Vereisung der gesamten Stahlkonstruktion in die Statik aufgenommen und dafür die Hälfte des Stahlgewichtes entsprechend verteilt auf die Einzelstäbe angenommen. Jüngste Beobachtungen nach Schlechtwettereinbrüchen zeigen in diese Richtung (Bild 8).

Der Antennenträger

Statik

Vom System her betrachtet, bildet der Antennenträger einen mehrstöckigen, räumlichen Rahmen, der im Baukörper

der Untergeschosse eingespannt ist. Er stützt sich horizontal gegen den Liftturm ab, in vertikaler Richtung kann keine Kraftübertragung stattfinden. Die Obergeschosse als räumlich stabiler zweigeschossiger Trakt sind in den Rahmen eingeschoben und liegen auf zwei Horizontalriegeln auf. Die Antennenterrassen sind aussen an den Rahmen angehängt. Die Rahmenstützen bestehen aus Dreigurt-, die Rahmenriegel aus Zwei-, Drei- und Viergurtfachwerken.

Die Ermittlung der Schnittkräfte erfolgte mittels des Statikprogrammes, wobei die Stützen und Riegel, wie auch der Liftturm, als einfache Stäbe mit den entsprechenden Kennwerten aus den Mehrgurtfachwerken bzw. dem Turmquerschnitt modelliert wurden. Aus den Schnittkräften ermittelte man «von Hand» die Gurt- und Diagonalkräfte, in den Rahmenknoten dienten die Gleichgewichtsbedingungen, die restlichen Stabkräfte zu finden und das Kräftespiel in und um die Rahmenknoten zu kontrollieren.

Das gleiche Berechnungsmodell lieferten auch die für die Einspannstellen des Liftschachtes in den Decken und Wänden der Untergeschosse massgebenden Dimensionierungsgrundlagen.

Einige Zahlenwerte sollen die Grössenordnung der Kräfte zeigen:

- Grösste Auflagerdruckkraft (-zugkraft) der Aussenrohre der Dreigurtstützen 3130 kN bzw. -1310 kN
- Grösste Auflagerdruckkraft der Innenrohre der Dreigurtstützen 2460 kN
- Verbindung Liftturm/Antennenträger: Horizontale Abstützung
 - Richtung N-S 2560 kN
 - Richtung W-E 1490 kN
- Diagonalkräfte auf Höhe Viergurtriegel (Obergeschosse) bis 4100 kN
- Diagonalkräfte auf Höhe oberster Riegel bis 3790 kN

Die Dimensionierung der Terrassen und des Rahmens, hier vornehmlich der Gurtquerschnitte der Fachwerke, ergab sich durch die Verformungsbedingung an den Antennenstandorten.

Die Konstruktion und ihre Verbindungen

Als Stabquerschnitte sind gewählt:

- Gurte der Rahmenstützen: Rohre mit gleichem Aussendurchmesser und abgestufter Wandstärke Fe 510. Grösster Querschnitt 323.9/36
- Gurte der Rahmenriegel: Breitflanschträger und PE Fe 360. Grösster Querschnitt HEB 360 teilweise verstärkt
- Ausfachungen von Stützen und Riegeln: Doppel- und Vierfachwinkel Fe

360 und 510. Grösster Querschnitt Vierfachwinkel 160.19

- Antennenterrassen: Hauptkonstruktion: auskragende nach unten abgestützte HEB 600, dazwischen kopfplattenverschraubte HEA 600, auf diese Träger kommen direkt die Antennen zu stehen (Bild 9).

Die Bedingungen des Transportes und der Montage hatten zur Folge, dass die Fachwerke zusammengeschrubt werden mussten, wobei die Gurtungen Einzelstücklängen bis zu 11,5 m aufweisen. Die horizontal liegenden Knotenbleche der Riegel dienen teilweise auch als Flansch der Stützenrohre, welche damit gestossen sind. Als Verbindungen treten mehrheitlich Schrauben auf Abscheren bzw. Lochleibungsdruck auf, bei den Terrassen-Hauptträgern und bei den Stützenrohren Schrauben-Zugverbindungen. Die ganze Konstruktion wird durch rund 35 000 feuerverzinkte HV-Schrauben 10.9 zusammengehalten, wobei die Stirnplatten und Flanschstösse voll vorgespannt, alle übrigen Scherverbindungen der Hauptkonstruktion halb vorgespannt sind.

Die Hohlräume der Gurtrohre wurden nach dem Feuerverzinken durch Zuschweissen der Verzinkungslöcher in den Flanschplatten wasserdicht geschlossen.

Die vier Rahmenstützen wurden in der Werkstatt vollständig vormontiert und die Riegel teilweise. Ausserdem erfuhr die Flanschplatten eine mechanische Bearbeitung zur Erzielung einer genauen Stossfläche. Diesen Massnahmen ist es zu verdanken, dass der Antennenträger in seiner Vertikalen zuoberst eine Abweichung von weniger als 1 cm bei einer Höhe von 44 m in beiden Richtungen aufweist (Bild 10).

Die Stäbe innerhalb einer angenommenen Schneeüberdeckung erhalten zusätzlichen Kriechdruck aus Schnee. Dies betrifft den unteren Bereich der Stützen samt Diagonalen. Während die Gurte nur wenig davon beeinflusst werden, benötigen die Ausfachungen wegen der sekundären Biegung als Profil einen geschweissten Kreuzquerschnitt, verschraubt mit einer durchgehenden Futterplatte.

Durchdrungen wird die Hauptkonstruktion des Antennenträgers von einem Netz von Nebenanlagen wie Laufstege, Treppen, Podeste, Leitern und Gitterroste, die alle der Erstellung und Wartung der fernmeldetechnischen Ausrüstung dienen. Suva-Vorschriften sowie die hohe Windgeschwindigkeit, Vereisung und Eisfall mussten auch bei diesen Bauteilen berücksichtigt werden, so dass gegenüber anderen Anlagen auch hier schwerer konstruiert werden musste.

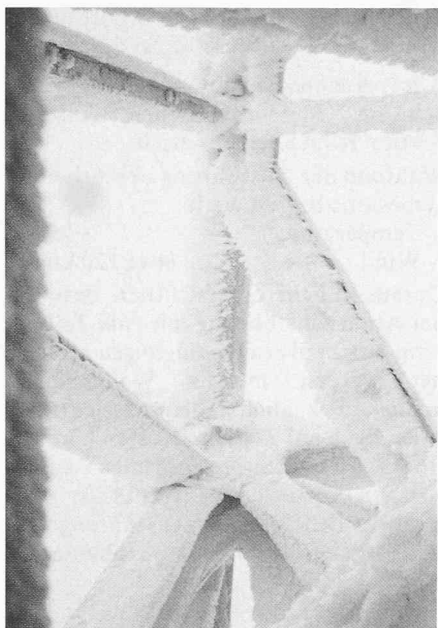


Bild 8. Antennenträger Juni 1983: Vereisung an einer Stütze nach Schlechtwettereinbruch



Bild 9. Antennenträger: Rahmenknoten mit Dreigurtriegeln und Anschluss einer Terrassenkonsole

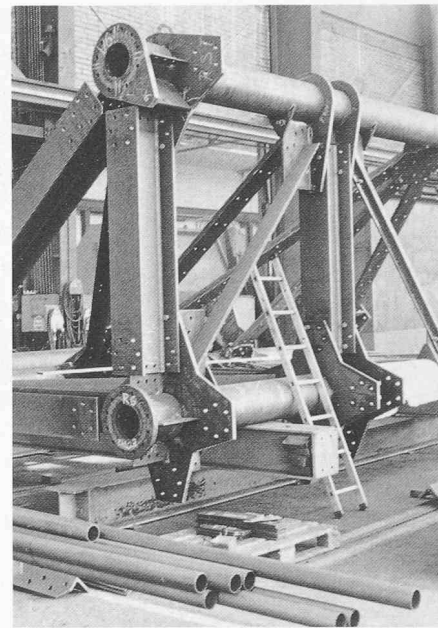


Bild 10. Antennenträger: Werkmontage einer Stützenstufe

Die Feuerverzinkung

Die relativ hohen Materialstärken, die Grösse der Einzelteile und die Fe 510 Anteile führten bei der Feuerverzinkung zum Teil zu *unerwartet hohen Zinkschichtstärken*. Daran ist die materialstärkenbedingte Eintauchzeit, verbunden mit dem Siliziumgehalt von Fe 510, massgebend beteiligt. Einige Messresultate aus den Abnahmen:

- Stützenrohre
Ø 323,9/36 Fe 510 400–700 µ
- Knotenbleche
d = 35, Fe 360 und 510 250–500 µ
- Fussplatten und Ausnahmewerte
bei Knotenblechen 800–900 µ
- Geschweisste Diagonalen mit Kreuzquerschnitt Fe 510 170–450 µ
- Übriges Material Fe 360, Stichproben 100–280 µ

Es war naheliegend, dass aufgrund dieser Ergebnisse die Frage der *Haftung auf dem Stahl* im Vordergrund stand. Die Beantwortung sollte durch zwei verschiedene Methoden gefunden werden:

- Die EMPA untersuchte die Haftfestigkeit mittels eines auf die *Zinkschicht aufgeschmolzenen Stahlstempels*, mit dem die Zinkschicht örtlich abgezogen wird und dabei die benötigte Zugkraft ermittelt wird. Trotz der ähnlich überdurchschnittlichen Schichtstärken – bei den Knotenblechen ein Mittelwert von 700 µ und bei den Rohren 430 µ – bezeichnet der Untersuchungsbericht die ermittelte Haftfestigkeit als in Ordnung.
- Eine Prüfung mit einem *Hammer-testgerät* nach «Oe-Norm E 4015 vom 1.10.82» wurde parallel dazu durch die Verzinkerei selbst vorgenommen.

Obschon der zu prüfende Dickenbereich ausserhalb der Norm liegt, ergaben die Versuche an Rohren und Knotenblechen überall die erforderliche Haftung innerhalb des Testbereiches des Gerätes.

Da trotz dieser positiven Resultate leichte Beschädigungen an Kanten und

bei Anprall entstehen, musste vermehrt auf *sorgfältige Handhabung* und *laufende Ausbesserung festgestellter Schäden* geachtet werden. Die Konstruktion hat die Transporte, die zahlreichen «Behandlungen» und die Montage recht gut überstanden und präsentiert sich bezüglich der Feuerverzinkung in einwandfreiem Zustand.

Zur Ausführung der Rohbau- und Montagearbeiten

Von Rudolf Weiss, Zürich

Das auf dem Gipfel des «Chli Titlis» erstellte Bauwerk ist, abgesehen von den geometrischen Formen und dem Liftschacht, kein aussergewöhnliches Bauvorhaben. Es würde bestimmt niemand dazu veranlassen, darüber zu berichten, wenn nicht einige von der Regel abweichende Verhältnisse bei den *Transporten*, des *Klimas* und der *Arbeitsausführung* angetroffen worden wären.

Die Transporte

Die Transporte spielten für den *Baubetrieb* eine bedeutende Rolle. Diese mussten vom Unternehmer detailliert vorbereitet und jeweils im Tages- und Wochentransport-Programm dem Betreiber der Bauseilbahn bekanntgegeben werden. Die zur Verfügung stehenden Lagerplätze bei der Tal- und Bergstation sowie der eigentlichen Baustelle waren sehr beschränkt. Die Baumaterialien konnten daher nur kurz vor deren Verwendung angefordert und transportiert werden.

Bei der Talstation – in der Achse der

Bauseilbahn – ist ein fahrbarer *5-t-Bockkran* installiert, mit welchem die Lastwagen entladen und die Barelben der Seilbahn beladen werden können. Für das Schüttgut stehen 2 *Silos* für Kies (40 m³) und Zement (30 t) mit Verladevorrichtungen für die Transportbehälter der Seilbahn zur Verfügung (Bild 11). Das Betonanmachwasser wird aus einem Bergbach gefasst und mit einem Tank zur *Betonaufbereitungsanlage* in die Bergstation transportiert. Das in der Bergstation ankommende Material wird mittels einer fahrbaren *Hebebühne* und *Hallenkran* auf einen *Dumper* umgeladen und mit diesem durch den etwa 100 m langen Stollen zur Kaverne vor dem Liftschacht transportiert. Ein im Schacht montierter *Elektrozug* hebt das Material ins Gebäude. Von dort aus muss es an den Verwendungsort getragen werden. Für den Transport von z.B. 20 t Wandarmierung von der Talstation bis ins Gebäude wurden zwei Tage benötigt. Vergleichsweise dauert dieselbe Arbeit bei normalen Verhältnissen rund eine halbe Stunde, sofern ein Kran als Transportmittel eingesetzt werden kann.