Der schiefe Turm von St. Moritz im Vergleich zum schiefen Turm von Pisa

Autor(en): **Haefeli, R.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 16

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-72332

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

areas of object etc. We have also assumed a perfect diffuse scatterer as an object. In practice real engineering objects are very far from perfect diffuse scatterers except when they are painted white. If painting is not permitted the analysis is approximately correct if the value used for J is multiplied by the diffuse reflectance of the object.

The analysis predicts that a diffusely-reflecting white object of area 6×10^3 cm² could be holographed with a signal-to-noise ratio of 3 dB using a 10 mJ laser such as the Laser Associates Model 253 H.

Though no experiments have been done to verify the analysis directly a re-examination of holograms made for other purposes gives results consistent with those predicted. Fig. 14a for example shows the reconstruction of an aluminium sheet painted white and illuminated with a 14 mJ laser beam diverged to fill an area of about 8×10^3 cm². The analysis predicts an average signal-to-noise ratio of 2.1. Note that the unpainted table on which the aluminium sheet was standing also reconstructed fairly well. Fig. 14b shows a double exposure hologram taken under the same conditions but with the object moved between exposures. The reconstructions could be viewed satisfactorily using a 10 mW laser.

Conclusion

An analysis of a particular holographic arrangement has resulted in expressions for the accuracy of strain measurement and the maximum area which can be holographed. These expressions are listed in the summary. One implication of the analysis is that a commercially available 10 mJ laser would be capable of holographing an area of 6×10^3 cm².

List of Symbols (NB cgs units are mandatory

A Area of the object (assumed plane)

$\hat{A}$ Maximum area which can be holographed

B The ratio of the energy arriving at the hologram plate from the object to that in the reference beam.

d The diameter of the hologram plate (assumed circular).

D The diameter of the object (which is assumed to be plane and circular).

E_0 Energy per unit area falling on the hologram plate when it was being made into a hologram.

F_0 Energy per unit time falling on the hologram plate at reconstruction time.

f The fractional change in strain over a gauge length G

$g(E_0)$ The derivative with respect to E_0 of the amplitude transmittance of the hologram.

G A gauge length: the distance over which a measurement of strain is integrated.

J The laser output energy.

k A typical component of strain; $\delta x/x$ from object anchored at $x = 0$ where the x direction is normal to the line of sight.

k_{min} The minimum measurable value of k.

L The distance from the hologram plate to the object.

n An integer.

p The optical path from source to a point on the object.

R The ratio of the total scattered energy from a hologram plate to the total incident energy at reconstruction time.

P The power output from the reconstructing laser.

x Spatial Cartesian Co-ordinate transverse to the line of sight with its orgin on the line of sight.

δx Small increment in x

β Fraction of the energy in the reference beam which is diffracted into the primary reconstructions.

$\hat{\beta}$ The maximum value of β for a given value of J/L^2.

$\hat{\hat{\beta}}$ The maximum obtainable value of β.

λ The wavelength of the light.

σ The illuminating power below which an object could not be comfortably seen under particular operation conditions.

Θ The angle between the object beam and the normal to the hologram plate[5]).

[5]) The analysis is restricted to $\cos \Theta \approx 1$, ie, if we accept a 10% error, to values of Θ less than .45 radians. This means that $D/L < 0.9$.

References

[1] *H. J. J. Braddick:* The Physics of Experimental Method. Chapman and Hall, 1956.

[2] *H. M. Smith:* Principles of Holography. Wiley-Interscience, 1969.

[3] *C. E. K. Mees:* The Theory of the Photographie Process. Collier, Mac Millan, 3rd Edition (1966).

[4] *H. J. Caulfield* and *Sun Lu:* The Applications of Holography. Wiley-Interscience 1970.

Address of the author: *J. D. Redman,* BSc, M Inst P, Applied Physics Division, Atomic Weapons Research Establishment, Building C15, Aldermaston, Berkshire, England.

Der schiefe Turm von St. Moritz im Vergleich zum schiefen Turm von Pisa

Von **R. Haefeli,** Zürich

DK 624.131.31

I. Vorwort

Der Schiefe Turm von St. Moritz (Bilder 1 und 2) ist nicht nur ein eindrückliches Wahrzeichen des berühmten Kurortes, sondern auch eine dauernde Erinnerung an den Brückenbauer *Robert Maillart,* dem es zu verdanken ist, dass das ehrwürdige Baudenkmal vor dem drohenden Einsturz bewahrt wurde [1]. Es bietet sich hier eine Gelegenheit, des im wörtlichen Sinne «bewegten» Schicksals des Turmes und dem Können seines Retters zu gedenken, in der Hoffnung, dass sich dabei neue Wege zur Behandlung und Erhaltung schiefer Türme ergeben werden, die auch für den berühmten Schiefen Turm von Pisa von Interesse sein könnten.

II. Zur Geschichte des schiefen Turmes von St. Moritz

Im Laufe des Mittelalters wurde der ursprünglich im romanischen Stil erbaute Turm erhöht. Ein erster Aufbau erfolgte nach *L. Bendel* im 16. Jahrhundert, ebenso der Einbau der Glocken und der Uhr. Das oberste Geschoss ist angeblich ein Werk der Spätrenaissance des 17. Jahrhunderts. Im Jahre 1797 berichtet *H. Lehmann,* dass ein Erdbeben den Turm, der mit seinem Einsturz drohe, verschoben habe. Im Jahre 1890 wurden die Glocken aus dem Turm entfernt und in einem besonderen Holzgerüst montiert, das neben der Kirche aufgestellt wurde. Während der Turm nach der Talseite überhing, neigte sich die hangwärts anschliessende, später abgebrochene

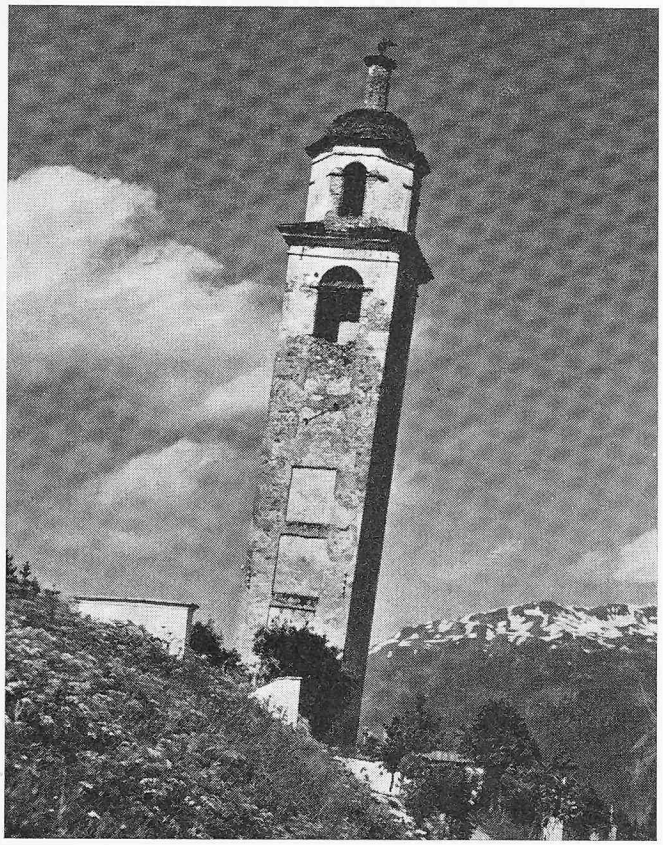


Bild 1, oben. Schiefer Turm von St. Moritz, Ansicht von Westen

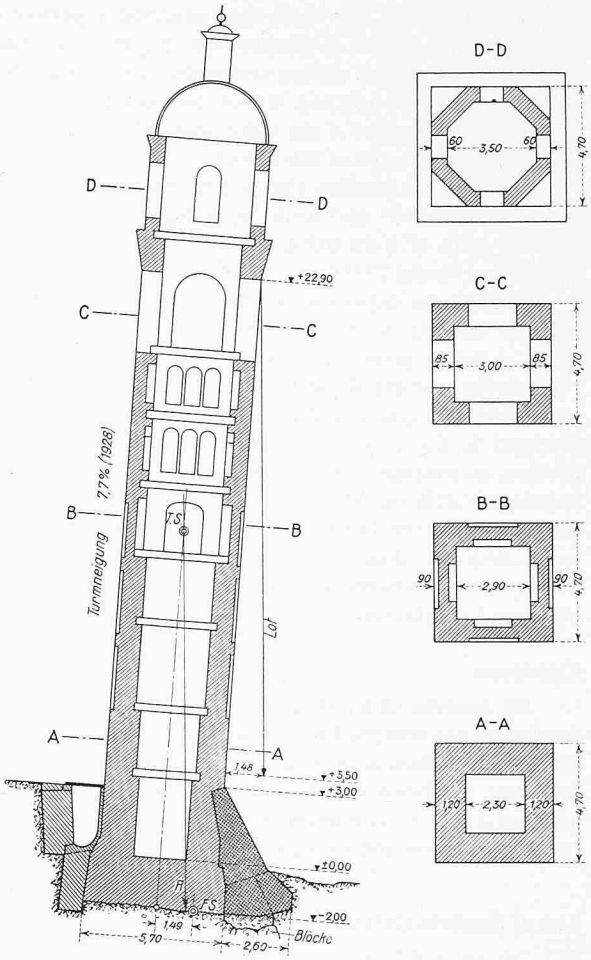


Bild 2, rechts. Projekt *R. Maillart* und *C. Jegher*, aus der «Schweizerischen Bauzeitung» *98* (1931), S. 29–30. Vertikalschnitt und Querschnitte des Turmes 1:300

Abb. 4. Vertikalschnitt und Querschnitte des Turmes. — 1 : 300.
T. S. Turm-Schwerpunkt, R Resultierende der Gesamtlast,
F. S. (neuer) Flächen-Schwerpunkt des verbreiterten Fundaments.

St. Mauritius-Kirche bergwärts, was durch die Bildung eines Stauchwalls im kriechenden Untergrund erklärt werden kann (vgl. Abschnitt IV, Bild 3).

Durch die auf ein Gutachten von Prof. *A. Heim* hin vorgenommenen Entwässerungen im oberen Rutschgebiet wurde die Gefahr grösserer Erdbewegungen nach Möglichkeit behoben. Inzwischen vergrösserte sich die Neigung des Turmes weiter und erreichte 1927 den Wert von rund 7,7 %, wobei die talseitige Bodenpressung im lehmigen Gehängeschutt auf über 7 kg/cm² anstieg. Damit hatte die Exzentrizität der Resultierenden auf das Turmfundament ein derart extremes Mass angenommen, dass mit einem baldigen Einsturz des Turmes gerechnet werden musste. Da die Gemeinde St. Moitzr die Ansicht vertrat, dass nichts unterlassen werden sollte, um das Bauwerk zu erhalten, betraute der Gemeinderat die Ingenieure *F. L. Prader* und *R. Maillart* mit einer Expertise, die über die Möglichkeit einer Sicherung des Bauwerkes Klarheit schaffen sollte.

Durch den sehr guten Zustand des Mauerwerks ermutigt, kamen die Experten zum Schluss, dass der Turm zwar nicht wieder aufgerichtet (was auch gar nicht erwünscht gewesen wäre), wohl aber ohne übermässige Kosten auf absehbare Zeit in seiner jetzigen Lage erhalten werden könne. Die beiden Massnahmen, die sie zu diesem Zwecke empfohlen haben, sind selbst nach dem heutigen Stand der Fundationstechnik als die einzig richtigen zu bezeichnen, nämlich: Verminderung des Bergdruckes durch Öffnung eines Grabens auf der Bergseite des Fundamentes einerseits und Verbreiterung des talseitigen Fundamentes andererseits. Durch diese Massnahmen wurde die Resultierende so stark nach der Bergseite verlagert, dass die Fundamentpressung an der Südkante des Fundamentes von nahezu 7 kg/cm² auf rund 2 kg/cm² abgebaut werden konnte. Diesen Massnahmen ist es zu verdanken, dass der Turm noch steht und trotz seiner inzwischen noch grösser gewordenen Neigung keine unmittelbare Einsturzgefahr droht.

Da anderseits die genauen Verschiebungsmessungen des Vermessungsamtes von St. Moritz ergaben, dass die allgemeine Südverschiebung des Turmes in den letzten Jahren (seit 1960) sich wieder beschleunigte, sah sich der Gemeinderat erneut veranlasst, um weitere Expertisen nachzusuchen. In der Folge kamen vier Experten zum Wort, die alle – im Sinne Albert Heims – auf die Notwendigkeit einer grosszügigen Entwässerung hinwiesen und im übrigen verschiedene Sanierungsvorschläge in Erwägung zogen.

III. Geologische Verhältnisse beim schiefen Turm von St. Moritz

Der Turm liegt im unteren Drittel eines rund 50 m langen Hanges aus Lockergesteinen, dessen Neigung durchschnittlich 1:3 beträgt. In der obersten Bohrung wurde der weiche, schmierige Fels nach L. Bendel in 12,3 m Tiefe angetroffen. Es muss angenommen werden, dass hier der Fels sehr steil abfällt, da er rund 25 m talwärts der obersten Bohrung erst in 45 m Tiefe angetroffen wurde.

Nach R. Maillart besteht der Untergrund aus einem alten Bergrutsch, der sich am Felskamm, auf dem das Hotel Kulm steht, aufgestaut hat. L. Bendel weist darauf hin, dass der Inn

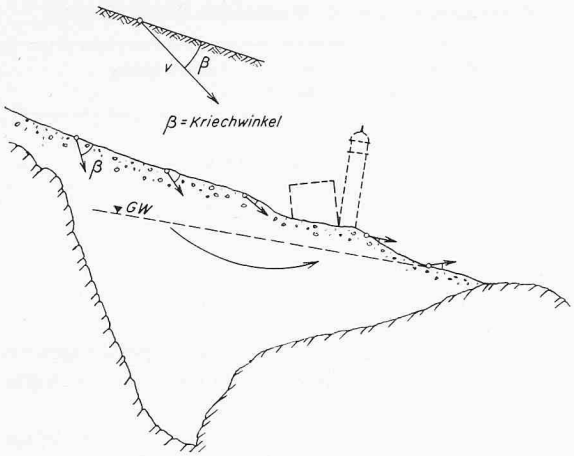


Bild 3. Geländequerschnitt Nord–Süd (Kriechvorgänge)

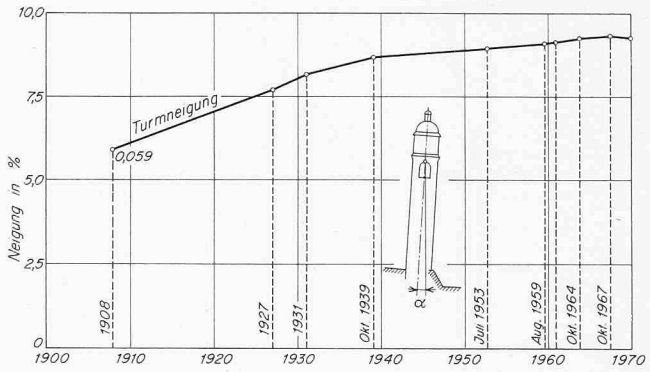


Bild 4. Verschiebungen des Schiefen Turmes von St. Moritz 1908–1967

einst in einer Rinne floss, die sich unterhalb des Turmes und der Staatsstrasse befand. Diese Rinne ist im Laufe der Jahrtausende mit Gehängeschutt (Moräne und Bergsturzmaterial) aufgefüllt worden (Bild 3).

In der unmittelbaren Umgebung des Turmes sind fünf Bohrungen, davon vier bis auf 8 m und eine bis auf 16 m Tiefe abgeteuft worden. Bis 8 m unter Terrain überwogen tonigkiesige Materialien, durchsetzt von Blöcken und organischen Beimengungen.

Der mehr oder weniger zusammenhängende Grundwasserspiegel verläuft nach L. Bendel flacher als die Geländeoberfläche. Unter dem Turmfundament wurde das Grundwasser in 2 bis 2,5 m Tiefe angetroffen.

IV. Hangkriechen

Dass Hänge aus Lockergesteinen, die aus Gehängeschutt und Bergsturzmaterial bestehen, talwärts kriechen, lässt sich nicht nur theoretisch beweisen, sondern wurde auch wiederholt in Natura auf Grund von genauen und langfristigen Messungen nachgewiesen. Die Grösse der Kriechgeschwindigkeit schwankt in der Regel zwischen 1 und 20 cm/Jahr. Ob dabei der Kriechwinkel β (Winkel zwischen Verschiebungsvektor und Hangtangente) positiv oder negativ ist, hängt u. a. von der Morphologie des Untergrundes ab (Bild 3).

Der Kanton Graubünden mit seinen zahlreichen Hängen von leicht verwitterbaren Lockergesteinen, unter denen der sog. Bündnerschiefer vorherrscht, ist besonders reich an ausgedehnten Kriechgebieten, die häufig dort zu Schwierigkeiten führen, wo Kunstbauten erstellt werden. Am besten vergleichbar mit dem Brattashang-sur – auf dessen unterem Teil der Turm steht – ist der linksseitige Talhang von Klosters, der ebenfalls vorwiegend aus Bergsturzmaterial besteht, das in 30 bis 50 m Tiefe auf Moräne aufliegt. Durch diese Kriechbewegung wurde die von R. Maillart erbaute, im Grundriss gekrümmte Bogenbrücke ernstlich bedroht, so dass das originelle Bauwerk nur durch kostspielige Sanierungsmassnahmen erhalten werden konnte [10].

V. Verschiebungen des schiefen Turms von St. Moritz 1908 bis 1967

Im Hinblick auf die allgemeine Kriechbewegung des Brattashanges bzw. des Turmuntergrundes muss man zwischen einer fortschreitenden, talwärts gerichteten Verschiebung des Turmfundamentes (Translation) und einer ständig zunehmenden Neigung des Turmes unterscheiden. Die nach Süden gerichtete Komponente dieser beiden Bewegungen steht nahezu senkrecht zur Vorderkante des Turmfundamentes.

Tabelle 1. Jährliche Neigungsänderung des Turmes in ‰ (1908 bis 1967)

Messperiode	Anzahl Jahre	Mittlere Neigungsänderung in ‰ pro Jahr
1908–1931	23	1,00
1931–1939	8	0,62
1939–1961	22	0,20
1961–1964	3	0,50
1964–1967	3	0,24

Vom Vermessungsamt St. Moritz wurden bereits im Jahre 1908 genaue Verschiebungsmessungen eingeleitet. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Beobachtung der Neigungsänderung des Turmes geschenkt. Aus Tabelle 1 und Bild 4 ist ersichtlich, dass die Neigungsänderung des Turmes während der fast 60jährigen Messperiode (1908 bis 1967) keineswegs gleichmässig erfolgte.

Die geringste jährliche Neigungszunahme erfuhr der Turm während der Periode 1939–1961, was zweifellos auf die stabilisierende Wirkung der durch die Ingenieure Maillart und Prader ausgeführten Fundamentverbreiterung zurückzuführen ist.

Für die Periode von 28 Jahren (1939 bis 1967) ergibt sich eine mittlere Neigungszunahme von 0,24‰/Jahr, ein Betrag, der mit der jährlichen Neigungsänderung der letzten Messperiode (1964 bis 1967) übereinstimmt.

Wie erwähnt, erfährt der Turm neben einer Neigungsänderung auch eine fortschreitende Südverschiebung infolge des allgemeinen Hangkriechens (Bild 5). So wurde z. B. während der 27jährigen Periode (1939 bis 1966) die Turmfussmarke um rund 40 cm talwärts verschoben (Horizontalkomponente), d. h. durchschnittlich um 1,5 cm/Jahr. Die Vertikalkomponente dieser Verschiebung wurde nicht gemessen. Fasst man die Bewegung des Turmes als Ganzes auf, so kann man eine nach der Talseite gerichtete Drehung um ein Momentanzentrum, das sich während der Periode 1939–1966 in rund 62 m unter Terrain befand, feststellen.

VI. Kanten- und Bodenpressungen des schiefen Turms von St. Moritz

Die Standsicherheit des Turmes hängt hauptsächlich von den Fundamentpressungen ab (Bild 6). Dabei müssen wir unterscheiden zwischen den Kantenpressungen, die auf der Höhe der Horizontalebene A–B (im Fundamentmauerwerk) wirksam sind, und den eigentlichen Bodenpressungen auf Höhe UK Fundament (Ebene O–U).

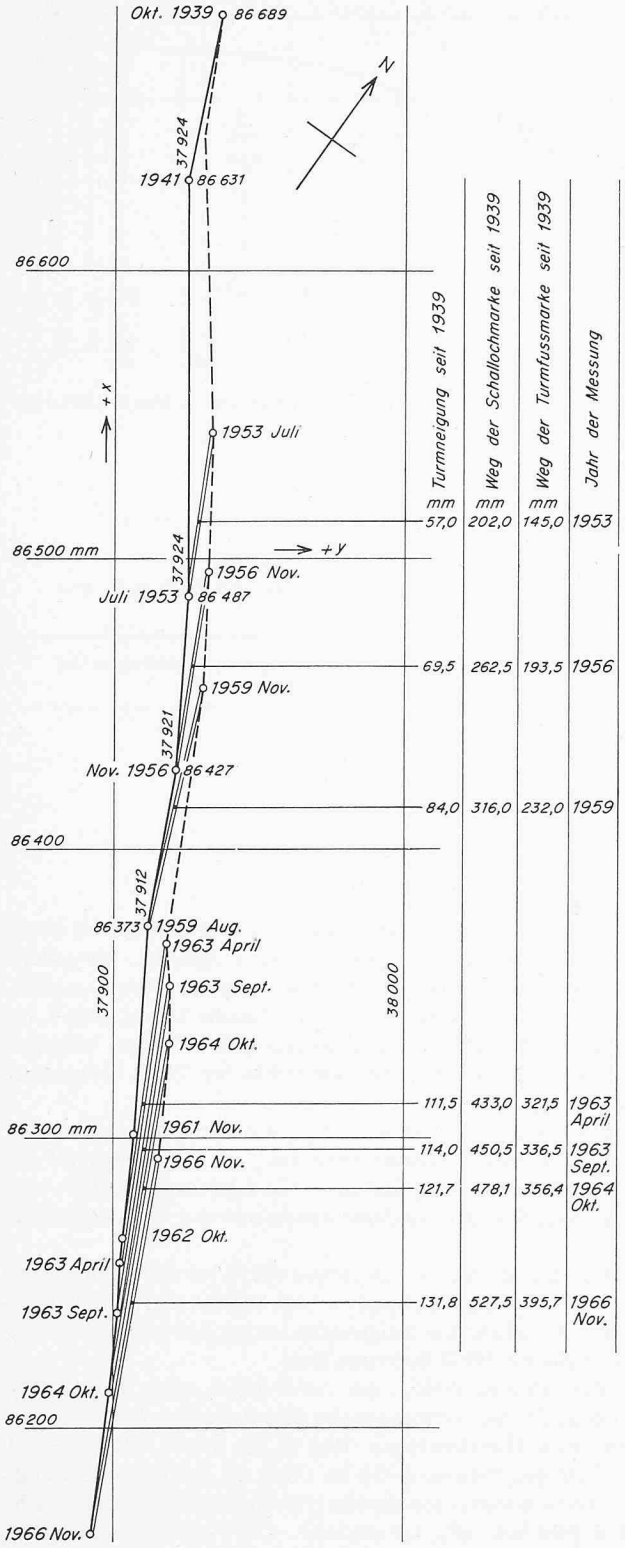


Bild 5, oben. Horizontalverschiebungen und Neigungen des Schiefen Turmes von St. Moritz ab 1939

Tabelle 2. Kantenpressungen im Mauerwerk (Trapezformel)

Zeitpunkt	Wind	A kg/cm²	B kg/cm²	Turmneigung %
Erstellungsjahr	ohne	4,3	4,3	
1927	ohne	8,2	4,4	7,6
1967	ohne	9,1	–0,4	9,4
1967	mit	10,6	–2,0	9,4

1. Kantenpressungen in A und B

Im Laufe der Jahrzehnte haben die Kantenpressungen im Mauerwerk etwa die in Tabelle 2 zusammengestellten Werte erreicht (Trapezformel) vgl. [2].

Da das Mauerwerk von guter Qualität ist, sind obige Kantenpressungen ohne weiteres zulässig. Die Berechnungen ergaben, dass es bei einer gleichförmigen Zunahme der Turmneigung von 0,24‰/Jahr voraussichtlich mehrere hundert Jahre dauern würde, bis die Druckfestigkeit des Mauerwerks im kritischen Punkt A erreicht wäre.

2. Bodenpressungen (Ebene O–U)

Vor der Fundamentverbreiterung waren nach R. Maillart folgende Werte massgebend:

1927: Turmneigung = 7,64%
Eigengewicht = 1008,9 t
Erddruck = 64,5 t
Bodenpressung σ_u = 6,35 kg/cm² (talseitig)
Bodenpressung σ_o = –0,15 kg/cm² (bergseitig)

Es ist erstaunlich, dass der Turm im Jahre 1927, d.h. unmittelbar vor der Fundamentverbreiterung, als die talseitige Bodenpressung bei schlechtem Untergrund – nach der Trapezformel berechnet – fast 7 kg/cm² erreichte, standgehalten hat.

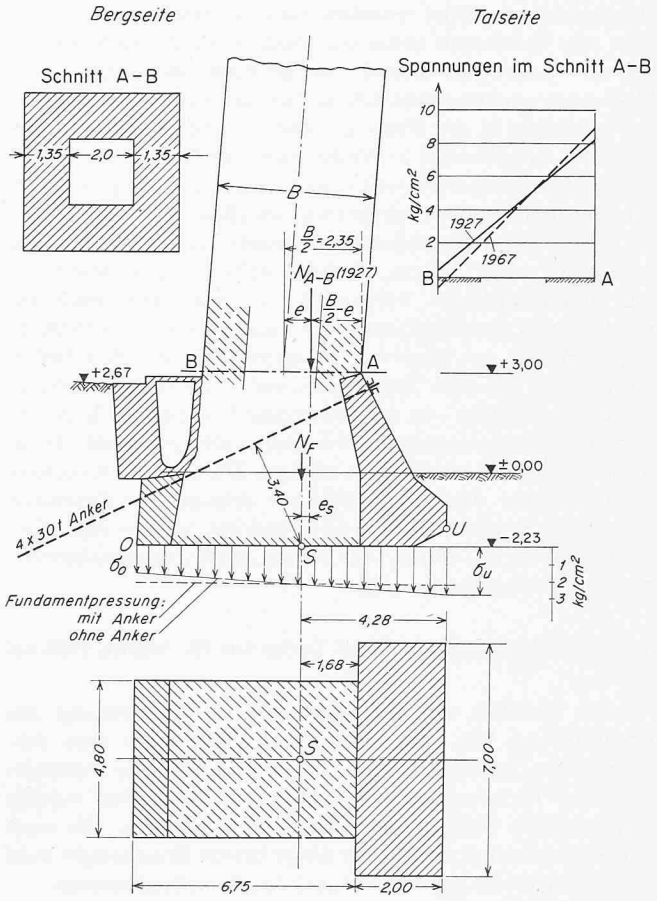


Bild 6, rechts. Fundamentpressungen mit und ohne Alluvialanker, Anker zu je 30 t

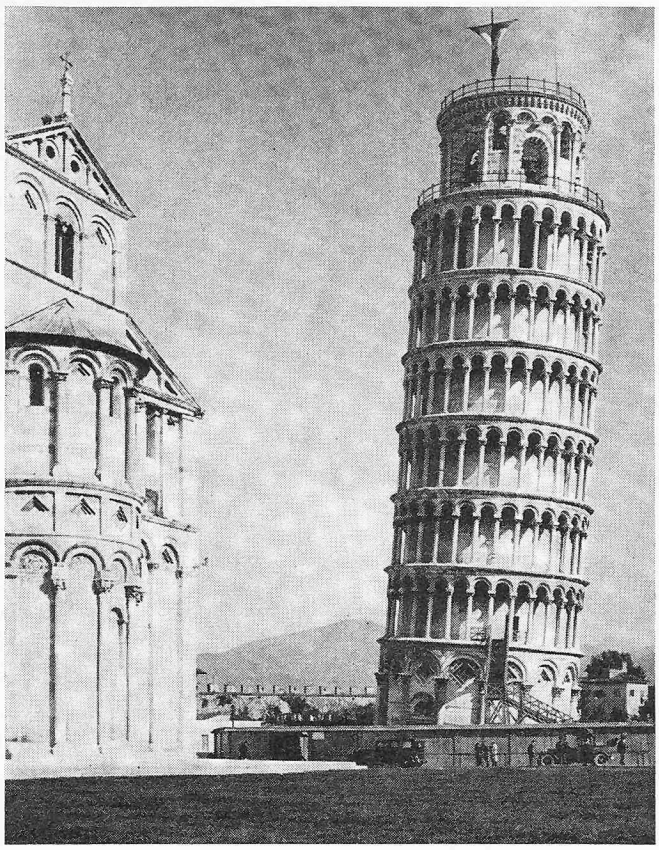


Bild 7. Ansicht des Schiefen Turmes von Pisa 1974. Grösste Turmneigung 9,7 %

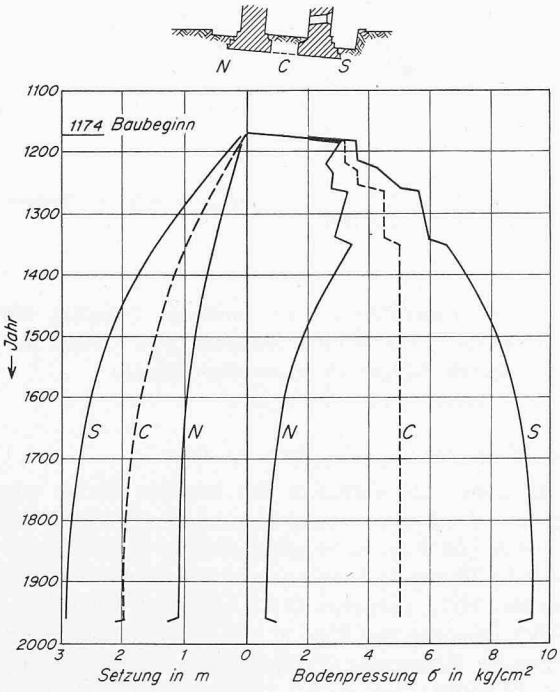


Bild 8. Schiefer Turm von Pisa. Setzungen markanter Punkte im Laufe der Jahrhunderte (Baubeginn 1174). Schema nach *M. F. Teracina* 1961 [4]

1928: Für den Zustand unmittelbar nach der Fundamentverbreiterung gelten nach Maillart folgende Bodenpressungen:

$\sigma_o = 2{,}4\ \mathrm{kg/cm^2}$

$\sigma_u = 2{,}0\ \mathrm{kg/cm^2}$ (ohne Winddruck)

Trotz der etwas grösseren bergseitigen Bodenpressung neigte sich der Turm ständig talwärts (1928).

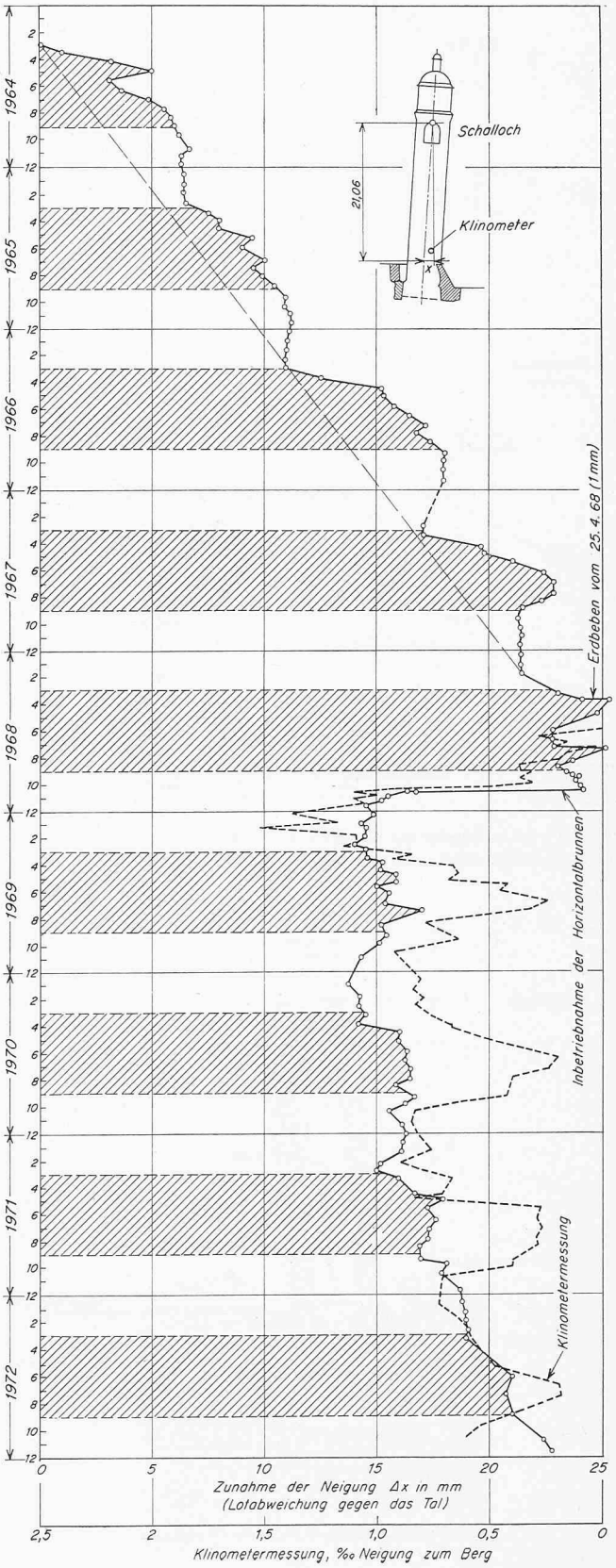


Bild 9, Spalte rechts. Neigungsänderungen des Turmes von St. Moritz unter verschiedenen äusseren Einflüssen, die da sind: Erdbeben, Grundwasserstand, Lufttemperatur, Strahlung, Sicherung mittels Alluvialanker usw.

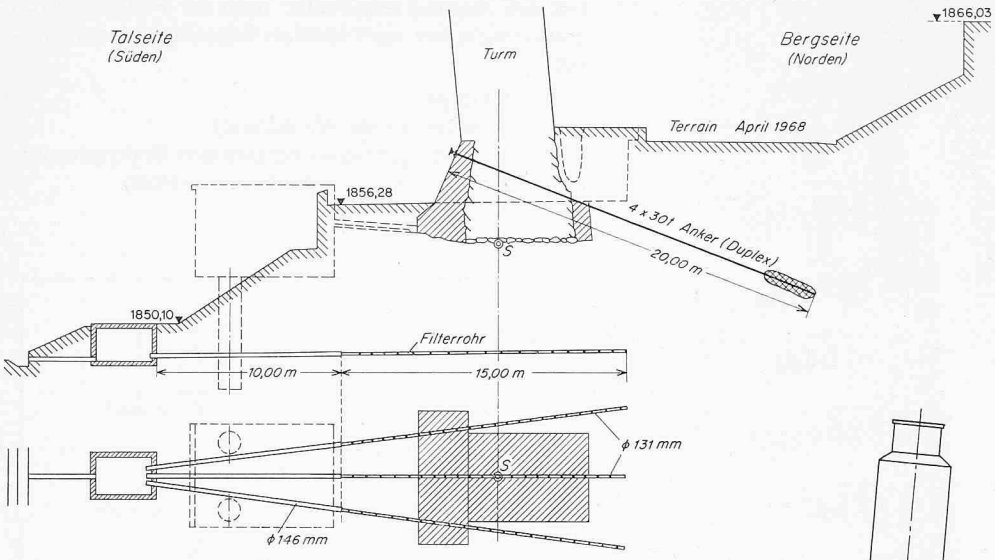


Bild 10. Entwässerungsanlage unter dem Turmfundament mit mit Alluvialanker (oben Schnitt, unten Grundriss)

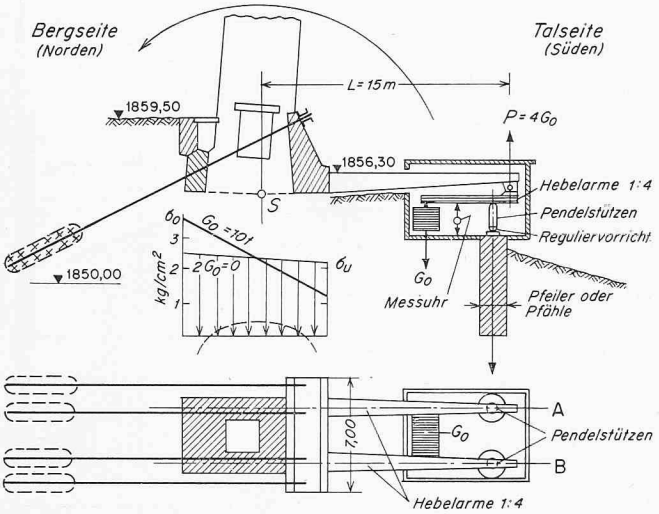


Bild 11. Massnahmen zur Wiederaufrichtung (vollständiger oder teilweiser) schiefer Türme am Beispiel des Schiefen Turms von St. Moritz

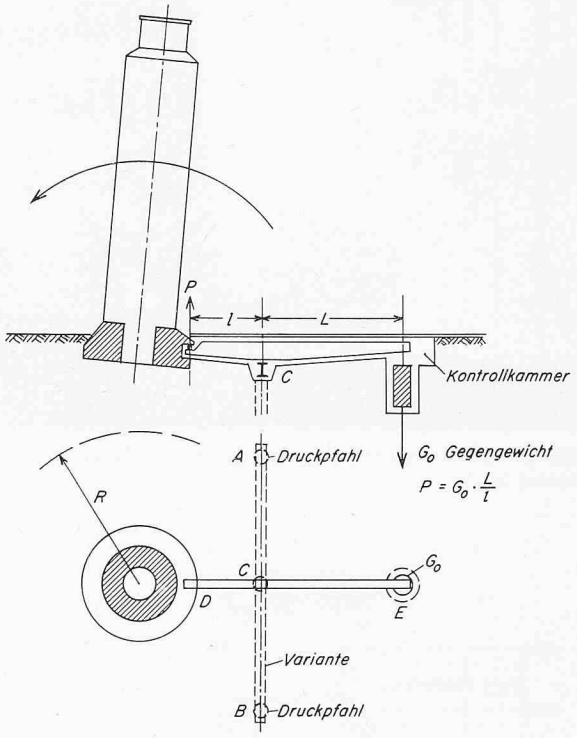
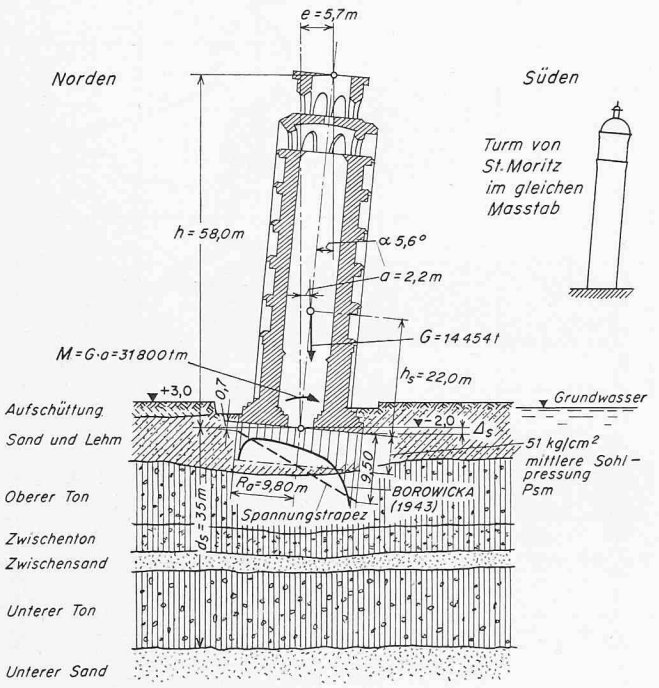


Bild 12. Variante einer Hebelvorrichtung zur Änderung der Neigung eines schiefen Turmes (schematisch)



1967: Unter Berücksichtigung der stärkeren Neigung des Turmes (9,4%) und Winddruck (100 kg/m²) lassen sich nachstehende Bodenpressungen nachweisen:
$\sigma_o = 1{,}5$ kg/cm²; $\sigma_u = 2{,}9$ kg/cm².

VII. Vergleich mit dem schiefen Turm von Pisa

Es liegt nahe, das Verhalten des Schiefen Turms von St. Moritz mit demjenigen seines berühmten Bruders, des Schiefen Turms von Pisa, zu vergleichen (Bild 7). Der Zufall will es, dass zur Zeit beide Türme nahezu die gleiche Neigung, nämlich nahezu 10%, aufweisen (9,4% derjenige von St. Moritz und 9,6% derjenige von Pisa) [2 und 3]. Sehr verschieden sind dagegen die Neigungsgeschwindigkeiten, indem sich der Turm von St. Moritz vor seiner 2. Sanierung (1967) rund 14mal schneller neigte als der Turm von Pisa, dessen Spitze sich pro Jahr nur um rund 1 mm verschiebt, bei einer Turmhöhe von 58 m [8]. Ein wesentlicher Unterschied besteht ferner darin, dass sich der Turm von Pisa in einem labilen Gleichgewichtszustand befindet, während der Turm von

Bild 13, links. Grössen- und Neigungsverhältnisse der Schiefen Türme von St. Moritz und Pisa

Tabelle 3 Vergleich der Neigungsverhältnisse und Bodenpressungen (Trapezformel) zwischen den schiefen Türmen von St. Moritz und Pisa

1967	Einheit	St. Moritz	Pisa
Höhe des Turmes	m	ca. 30	58
Neigung des Turmes	%	9,4	9,6
Neigungszunahme	%/Jahr	0,24	0,017
Kleinste Bodenpressung	kg/cm²	1,5	0,7
Mittlere Bodenpressung	kg/cm²	2,2	5,1
Grösste Kantenpressung (Boden)	kg/cm²	2,9	9,5

St. Moritz dank der talseitigen Fussverbreiterung von 1927 durch Maillart und Prader als stabil betrachtet werden darf.

Zur Baugeschichte des Turmes von Pisa gibt *E. Schultze* auf Grund der Literatur [7] folgenden Überblick:

«Der Bau des Turms von Pisa wurde 1174 begonnen. Er diente als Glockenturm für den damals schon erstellten Dom. Etwa im Jahre 1185 wurde der Bau wegen der Schrägstellung unterbrochen, desgleichen zwischen 1273 und 1285. Dann wurden die Arbeiten wiederaufgenommen und bis zum 7. Stockwerk fortgeführt, das 1301 erreicht wurde. Etwa 1370 war der Turm fertiggestellt. Ein Fresko aus den Jahren 1384 bis 1386 – ehemals im Campo-Santo von Pisa – zeigt als ältestes Dokument den Turm in schiefer Lage.»

Nur dem langsamen Baufortschritt dürfte es zu verdanken sein, dass der Schiefe Turm von Pisa trotz dem schlechten Untergrund und den hohen Bodenpressungen bis heute standgehalten hat.

Sehr verschieden sind auch die Untergrundsverhältnisse der beiden Türme. Derjenige von Pisa ruht nach Schultze [3] auf einer 3000 bis 5000 Jahre alten Lagune, die bis in 10 m Tiefe aus weichen Bodenarten besteht. Das ringförmige Fundament liegt auf einer rund 10 m starken Schicht von Sand und Lehm, wobei die Fundationstiefe nur rund 1,8 m beträgt.

Während es sich in bezug auf die Turmbewegungen beim Schiefen Turm von Pisa lediglich um einen ungleichmässigen Setzungsvorgang handelt, lassen sich beim Schiefen Turm von St. Moritz drei verschiedene Bewegungsmechanismen unterscheiden, nämlich: erstens ein allgemeines Hangkriechen, zweitens die Bildung von Stauchwällen mit entsprechenden Lokalen Hebungen und drittens die ungleichmässige Setzung unter der Wirkung der Turmlast.

Ein Vergleich der Neigungsverhältnisse und der nach der Trapezformel berechneten Bodenpressungen für die beiden schiefen Türme ist der Tabelle 3 zu entnehmen.

Das von *M.F. Terracina* [4] entworfene Schema (Bild 8) bezüglich der langfristigen Entwicklung der Bodenpressungen und der Setzungen gibt eine anschauliche Übersicht über die beim Turm von Pisa im Laufe der Jahrhunderte eingetretenen Veränderungen [5]. Andererseits hat E. Schultze die Frage: «Ist der Schiefe Turm von Pisa noch zu retten?», wie folgt beantwortet [8]:

«Der Turm von Pisa fällt unter den heutigen Bedingungen nicht um, weil:

- eine Sicherheit für die Stabilität gerade noch vorhanden ist;
- die beobachtete Zeit-Schiefstellungslinie deutlich einem Endwert zustrebt, der unterhalb des kritischen Betrages liegt.»

Als eine der möglichen Massnahmen zur Sanierung des Turms von Pisa käme das in Bild 12 schematisch dargestellte Hebelarmsystem in Frage, wobei die Brücke AB nur dann notwendig wird, wenn innerhalb eines relativ grossen Umkreises vom Radius R der Untergrund nicht gestört werden darf. Andernfalls dürfte ein Druckpfahl im Drehpunkt C des Balkens D–E genügen.

VIII. Massnahmen zur Sanierung des schiefen Turms von St. Moritz (1968)

Die zu Handen der Gemeinde St. Moritz im Rahmen einer weiteren Expertise ausgearbeiteten Sanierungsvorschläge bestehen aus drei Etappen, von denen bisher nur die beiden ersten ausgeführt wurden.

1. Etappe

Mit Hilfe von vier je 20 m langen Alluvialankern (System Duplex), deren zulässige Belastung 30 t beträgt, wurden die Turmfundamente durch die Firma Stump Bohr AG nach rückwärts verankert (Bild 10). Die Wirkung dieser Massnahme, die hauptsächlich der Sicherung des Turmes während der Sanierungsarbeiten dient, war festzustellen, indem sich die Schallochmarke des Turmes (rund 20 m über der Fusspunktmarke) um rund 3,5 mm bergwärts verschob.

2. Etappe

Wie oben erwähnt, hat bereits A. Heim die Entwässerung des Brattashanges als wichtigste Massnahme bezeichnet, wobei er empfahl, das Wasser schon 150 m oberhalb des schiefen Turms zu fassen. L. Bendel äussert sich dahin, dass der ganze Abhang zwischen dem Fulum- und Brattasgebiet von Wasser durchseucht sei und dass die Bewegungen des Hanges erst zum Stillstand kommen werden, wenn der Abhang entwässert ist. Auch G. Schnitter und H. Bendel schlossen sich dieser Auffassung an.

Die zweite Etappe der Sanierung (1968) bestand darin, dass der Boden unter dem Turmfundament – namentlich in seinem bergseitigen Teil – mit Hilfe von 3 Horizontalbrunnen tiefgreifend entwässert wurde (Bild 10). Von den je 25 m langen, im Grundriss gespreizt angeordneten Rohren bestanden die ersten 10 m aus Vollrohren, die übrigen 15 m dagegen aus besonderen Filterrohren. Trotzdem nur wenige Tropfen Wasser aus einem der drei Rohre in den Sammelschacht abflossen, machte sich diese Massnahme in kurzer Zeit bemerkbar, indem sich der Turm spontan um etwa 10 mm aufrichtete (vgl. Bild 9). Die Erklärung für diese rasche Reaktion dürfte darin liegen, dass durch den Druckverlust des Wassers unter dem bergseitigen Teil des Turmfundaments ein Auftriebsverlust eintrat, der eine örtliche Mehrbelastung des Bodens und damit eine lokale Setzung bewirkte (verbunden mit einer leichten Tendenz des Turmes, sich aufzurichten).

3. Etappe

Dank der guten Wirkung der zweiten Etappe konnte vorläufig auf die Anwendung der dritten Massnahme verzichtet werden. Trotzdem soll deren Prinzip kurz erläutert werden, weil dasselbe in anderen Fällen von Nutzen sein könnte.

Wir berufen uns dabei auf die Erfahrung, dass die stetig fortschreitende Neigungszunahme schiefer Türme in der Regel mit Kriechvorgängen verbunden ist. Der Grundgedanke des in Frage stehenden Sanierungsvorschlages besteht darin, dass man auf das Turmfundament ein aufrichtendes Drehmoment ausübt, das seinerseits einen lokalen Kriechvorgang auslöst, der dem bisherigen Kriechprozess entgegenwirkt. Dadurch kann die Neigung des Turmes im gewünschten Sinne reguliert, bzw. in den Griff bekommen werden [6].

Die Wirkungsweise einer solchen Massnahme ist aus Bild 10a ersichtlich. Zwei Hebelarme A und B aus Stahlbeton oder DIN-Trägern werden mit dem Turmfundament biegungssteif verbunden. Am äusseren Ende dieser beiden Hebelarme A und B wird mittels eines einfachen Hebelsystems je eine nach oben wirkende Kraft $P/2$ erzeugt, um dadurch ein Drehmoment von der Grösse PL auf das Turmfundament auszuüben. Die Regulierung des Drehmomentes erfolgt durch eine entsprechende Veränderung des Gegengewichtes G_o. Aus konstruktiven Gründen ist das Kräftepaar bzw. das Drehmoment,

das auf diese Weise auf das Turmfundament ausgeübt werden kann, seiner Grösse nach beschränkt und von Fall zu Fall verschieden. In Bild 11 sind die Kantenpressungen σ_o und σ_u dargestellt, die im Falle des Schiefen Turms von St. Moritz in Abhängigkeit vom Gegengewicht G_o entstehen, wenn $L = 15$ m und $l = 5{,}0$ m gewählt werden. Man beachte, dass schon für $G_o = 5$ t die bergseitige Kantenpressung (σ_o) nahezu doppelt so gross wird wie die talseitige. Dank den in ihrer Länge regulierbaren Pendelstützen können die Setzungen der Pfeiler bzw. Pfähle kompensiert und die Methode auch in weichem Boden angewandt werden. Bei sehr labilen Verhältnissen dürfte es zweckmässig sein, die Hebelarme A und B gespreizt anzuordnen, so dass eine stabile Dreipunktlagerung entsteht. Im übrigen kann der skizzierte Mechanismus so gestaltet werden, dass er äusserlich unsichtbar bleibt.

Das gefährdete Gleichgewicht des Turms muss vor und während des Eingriffs durch geeignete Massnahmen gesichert werden. Wie das vorliegende Beispiel zeigt, kann dies z. B. durch Alluvialanker geschehen.

IX. Neigungsänderungen des schiefen Turms von St. Moritz nach 1964

Die vom Vermessungsamt St. Moritz seit 1964 mit Hilfe eines Theodoliths ermittelten Neigungsänderungen $\Delta\alpha$ bzw. Lotverschiebungen Δx sind in Bild 9 dargestellt. Deutlich unterscheidet sich die Etappe vor Beginn der neuen Sanierungsmassnahmen von derjenigen nach dem Eingriff. Vom 24. März 1964 bis zum Beginn der ersten Sanierungsetappe (30. Januar 1968) verschob sich die Schalloch- gegenüber der Turmfussmarke um 21,4 mm talwärts, was einer Neigungszunahme von total 1‰ bzw. 0,26‰ pro Jahr entspricht. Auffallend ist der Jahresrhythmus der Neigungsänderungen, der darin besteht, dass die Schiefstellung während der warmen Jahreshälfte (April bis September) jeweils rasch fortschreitet, in der kalten Jahreszeit dagegen abgebremst oder gar rückläufig wird. Diese Erscheinung dürfte vor allem durch die Temperaturunterschiede zwischen Nord- und Südseite des Turms bedingt sein. Letztere erreichen an den im Winter häufigen Strahlungstagen ein Maximum, wobei der Turm eine Krümmung Richtung Bergseite erfährt. Besonders deutlich spiegelt sich diese rhythmische oszillierende Krümmung in den am Fuss des Turmes durchgeführten Klinometermessungen. (gestrichelte Linie). Ähnliche Beobachtungen können auch an Hochhäusern gemacht werden.

Am 30. Juni 1968 wurden die vier Alluvialanker auf 30 t gespannt, was nur eine schwache Reaktion des Turmes zur Folge hatte. Am 25. April 1968 ereignete sich ein leichtes Erdbeben, durch das die Turmlochmarke um rund 1 mm talwärts verschoben wurde (relativ zum Fusspunkt). Auf die Horizontalbrunnen, die Anfang November 1968 in Betrieb genommen wurden, jedoch nur tropfenweise Wasser lieferten, reagierte der Turm spontan, indem sich die Lotabweichung vom 6. bis 13. November 1968 um 7,8 mm und bis zum 28. Januar 1969 um rund 10 mm verkleinerte. Während der beiden folgenden Jahre (1969 und 1970) blieb die Turmneigung – abgesehen von kleinen Schwankungen – praktisch konstant und erfuhr erst im 3. Jahr nach der Sanierung (1971) wieder eine unbedeutende Zunahme (Bild 9).

Schlussbemerkung

Für die Sanierung des Turms von Pisa hat die italienische Regierung vorläufig eine Summe von 3,2 Mrd Lire (rund 19 Mio Schweizer Franken) veranschlagt. Die Hauptschwierigkeit der Sanierung besteht vor allem im geringen Sicherheitsgrad des Bauwerks gegen Kippen und in seiner grossen Empfindlichkeit gegen jeden äusseren Eingriff. Es ist deshalb zu verstehen, dass die Behörden entsprechend hohe Forderungen in die Ausschreibungsbedingungen aufgenommen haben, die nur von einer beschränkten Anzahl von Firmen erfüllt werden können.

Abschliessend möchten wir dem Gemeindepräsidenten von St. Moritz für die Erlaubnis, die vorliegenden Daten und Erfahrungen zu veröffentlichen, sowie den Vertretern des Vermessungsamtes von St. Moritz für ihre wertvolle Mitarbeit unseren besten Dank aussprechen.

Literatur

[1] *R. Maillart* und *C. Jegher:* Die Erhaltung des Schiefen Turms von St. Moritz. «Schweiz. Bauzeitung» *98* (1931), H. 3, S. 29–30.

[2] *E. Schultze:* Die Standsicherheit schiefer Türme. «VGB», Heft 47, 1969.

[3] *E. Schultze:* Der Schiefe Turm von Pisa. «VGB», Heft 47, 1964, S. 37.

[4] *M. F. Terracina:* Diskussionsbeitrag, Proceeding of the 5th International Conference on Soil Mechanics. Vol. III, p. 212–213, 1961.

[5] *Colonnetti:* Su la Possibilità di Sottofondazione del Campanile di Pisa. Atti della Academia delle Science di Torino *97* (1963).

[6] *R. Haefeli:* Neue Wege zur Behandlung schiefer Türme. «Schweiz. Bauzeitung» *82* (1964), H. 16, S. 279–280.

[7] *R. Haefeli:* Ein neues Klinometer zur Erfassung von Bauwerk- und Geländebewegungen. «Strasse und Verkehr», H. 11, 1967.

[8] *E. Schultze:* Ist der Turm von Pisa noch zu retten? Mitt. VGB Aachen 1971.

[9] *E. Schultze:* Das Problem des Turmes von Pisa. «Welenschappen», Jg. XXXIV, 1972.

[10] *C. Mohr:* Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters. «Schweizerische Bauzeitung» *65* (1947), H. 1, S. 5–8, H. 2, S. 20–24, H. 3, S. 32–37.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *R. Haefeli,* Susenbergstrasse 193, 8044 Zürich.

Die Standardprojekte für Brücken im Rahmen des Nationalstrassenbaues

Von **Ed. Rey,** Bremgarten

DK 624.21

Die Standardprojekte für Brücken wurden auf Veranlassung des Eidg. Departements des Innern von einer durch das Eidg. Amt für Strassen- und Flussbau eingesetzten Expertenkommission ausgearbeitet.

Der Bau von Nationalstrassenbrücken nimmt immer mehr industriellen Charakter an. Es ist daher angezeigt, die Bauausführung durch eine weitgehende Standardisierung rationell und damit wirtschaftlich zu gestalten. Die Projektsammlung umfasst je ein Dossier für Überführungen in Ortsbeton, vorfabriziertem Beton und Verbundkonstruktion; Unterführung in Ortsbeton; Brücken in Spannbeton (in Vorbereitung) und Verbundkonstruktion. In einem besonderen Dossier sind die konstruktiven Einzelheiten behandelt. Die Standardprojekte für Über- und Unterführungen können auch für schiefe Bauten verwendet werden.

Jedes Dossier enthält einleitende Bemerkungen, Pläne mit schematischen Massangaben, Diagramme für Bemessung und Vorausmasse sowie ein Beispiel eines vollständigen Projektes samt Leistungsverzeichnis.

Die Berechnung der Bauwerke stützt sich auf die Normen SIA Nr. 160 (Belastungsannahmen), Nr. 161 (Berechnung von Stahlbauten) und Nr. 162 (Berechnung von Bau-