

# Die Theorie des räumlichen Fachwerks und der Brückeneinsturz bei Mönchenstein

Autor(en): **Föppl, A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **17/18 (1891)**

Heft 3

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-86135>

## **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.

INHALT: Die Theorie des räumlichen Fachwerks und der Brückeneinsturz bei Mönchenstein. Von Dr. A. Föppl, Ingenieur in Leipzig. — Eidgenössisches Parlamentsgebäude in Bern. — Ueber die Wünschbarkeit einer staatlichen Versuchsanstalt für die Zwecke der schweizerischen Präcisionstechnik. — Das Eisenbahnlück bei Mön-

chenstein. V. — Miscellanea: Neue Tonhalle in Zürich. Schulhaus am Hirschengraben in Zürich. — Concurrenzen: Bibliothekgebäude in Basel. — Vereinsnachrichten: Stellenvermittlung.

Hierzu eine Lichtdrucktafel: Eidg. Parlamentsgebäude in Bern. Entwurf von Prof. Friedrich Bluntschli in Zürich.

## Die Theorie des räumlichen Fachwerks und der Brückeneinsturz bei Mönchenstein.

Von Dr. A. Föppl, Ingenieur in Leipzig.\*)

Unmittelbar nach dem beklagenswerthen Unglücke bei Mönchenstein hat die „Schweiz. Bauzeitung“ in dankenswerther Weise sehr ausführliche Mittheilungen über alle Umstände gebracht, die für die Beurtheilung dieses Ereignisses von Bedeutung sein können. Nach dieser Quelle haben sich die Herren Professoren Ritter und Tetmajer, welche vom Bundesrathe mit der Untersuchung der Sache betraut wurden, u. A. wie folgt ausgesprochen: „Ob es möglich sein wird, die Ursache des Unfalles mit Bestimmtheit angeben zu können, ist zur Zeit noch fraglich. Weder der Constructionsart der Brücke, noch der Qualität des Eisens können wir bis jetzt die Schuld an dem Unglücke zuschreiben.“ Ebenso schreibt der durch einige sehr beachtenswerthe Veröffentlichungen vollständig legitimirte Herr Mantel nach Besprechung mehrerer Mängel der Construction: „Trotz alledem wird doch vorläufig noch kaum Jemand im Stande sein, das Ereigniss aus dem geschilderten Zustande der Brücke in sicherer eindeutiger Weise zu erklären und können wir nur hoffen, dass dies den eingehenden Untersuchungen der Experten gelingen möge.“

Wir stehen demnach vor der Thatsache, dass eine eiserne Balkenbrücke von einfachster Art, deren Berechnung zu den leichtesten Aufgaben der Statik gezählt wird, unter einer Belastung zusammen gebrochen ist, welche vielleicht  $\frac{1}{5}$  bis  $\frac{1}{4}$  der rechnermässigen Bruchbelastung betrug, ohne dass die angeführten, wissenschaftlich auf der höchsten Stufe stehenden Ingenieure einen hinreichenden Grund dafür anzugeben vermöchten. Dass man dieses Räthsel nicht durch die Aufzählung kleinerer Schwächen, die man, wenn es verlangt wird, bei jeder grösseren Eisenconstruction aufzufinden vermag, lösen kann, liegt auf der Hand. Meiner Ueberzeugung nach, die ich im Folgenden kurz darlegen werde, gibt es nur eine stichhaltige Antwort auf die hier vorliegende Frage: Die Brücke ist nämlich deshalb eingestürzt, weil sie — als räumliches Fachwerk betrachtet — labil war.

Seit Jahren habe ich in einer grösseren Zahl von Veröffentlichungen darauf hingewiesen, wie ungerechtfertigt es ist, bei der Behandlung der Fachwerkstheorie sich fast ausschliesslich auf die ebenen Fachwerke zu beschränken. In den Lehrbüchern wird das räumliche Fachwerk, wenn überhaupt, immer nur nebenbei behandelt und mit wenigen Ausnahmen hat man bisher nirgends ein besonderes Gewicht auf die Forderungen der Lehre von den räumlichen Fachwerken gelegt. Dieses Verfahren hat sich jetzt in Mönchenstein in welterschütternder Weise gerächt.

Zunächst war die Mönchensteiner Brücke, als räumliches Fachwerk betrachtet, zweifellos labil, da sie weder Querdiagonalen (zwischen linker unterer und rechter oberer Gurtung oder umgekehrt) besass (und im vorliegenden Falle auch nicht besitzen konnte), noch sich an Portale oder an ein Querjoch anlehnte, wie z. B. in Abbild. 2 meiner Ab-

\*) Mit Genehmigung der Redaction der *Deutschen Bauzeitung* entnehmen wir deren Nr. 55 vom 11. dies nachstehende Abhandlung des auch unserem Leserkreise bekannten, trefflichen Statikers Ing. Dr. A. Föppl in Leipzig. Die Ausführungen desselben über die mutmassliche Ursache des Mönchensteiner Brückeneinsturzes sind so wichtig, dass wir annehmen dürfen, mit der wortgetreuen Wiedergabe des bezüglichen Artikels unsern Lesern willkommen zu sein. Bei diesem Anlass sprechen wir der Redaction obgenannter Fachzeitschrift unsern verbindlichen Dank für die uns neuerdings erwiesene Gefälligkeit aus.

Die Redaction.

handlung über Wind-Verstrebungen im Civil-Ingenieur 35. Bd. 1889 beschrieben ist. Thatsächlich labil war die Brücke, wie so viele andere, allerdings nur insofern, als man sie als reines Fachwerk ansieht, d. h. reibungsfreie Beweglichkeit um die Knotenpunkte voraus setzt. In Wirklichkeit hatte sie eine gewisse Quersteifigkeit infolge der Steifigkeit der Knotenpunkte und der Wandglieder. Dass diese nur gering war, hat bereits Herr Mantel hervorgehoben. In der That überzeugt man sich leicht, dass die stärksten Wandglieder nur eine wagrechte, am Obergurt angreifende Querkraft von etwa 300 kg infolge ihrer Biegefestigkeit nach abwärts zu leiten vermöchten und dabei um etwa 3 cm am oberen Ende in horizontaler Richtung nachgaben. Es genügt, diese beiden Zahlen zu beachten, um sich davon zu überzeugen, dass die Steifigkeit der Wandglieder in keiner Weise hinreichte, um die oben erwähnte, durch die geometrische Zusammensetzung des Stabsystems bedingte Labilität practisch bedeutungslos zu machen.

Ich schalte hier die Frage ein: Was würde man dazu sagen, wenn ein Constructeur in einem ebenen Fachwerke einen Stab fortliesse, der von der Theorie gefordert wird und den Mangel durch die Steifigkeit der übrigen Constructionslieder zu ersetzen suchte, wenn er dabei nicht einmal nachweisen könnte, dass der Ersatz ein für alle Fälle genügender ist? Es fällt mir allerdings nicht ein, gerade gegen den Constructeur der Mönchensteiner Brücke in Form dieser Fragestellung einen besonderen Vorwurf zu erheben; er hat nur gethan, was allgemein üblich war. Der einzelne Fall beweist aber nur zu deutlich, wie nöthig es ist, an die Beurtheilung der Stabilität der Brücken einen anderen Masstab anzulegen. Unsere Bauwerke sollen sich im dreifach ausgedehnten Raume bewähren und es genügt daher nicht, sie ausschliesslich nach den hergebrachten Methoden der ebenen Fachwerkstheorie zu behandeln.

Als die Hauptaufgabe der Querverstrebungen, welche die beiden Hauptträger einer Brücke zu einem räumlich stabilen Systeme verbinden sollen, sieht man gewöhnlich die Aufnahme der durch den Winddruck hervorgerufenen wagrechten Belastungen an. Bei einer geringen Annahme für den grössten Winddruck konnte die oben besprochene Quersteifigkeit der Brücke vielleicht als genügend angesehen werden. Nun war aber überdies zur Zeit des Unfalles windstilles Wetter. Wenn ich trotzdem behaupte, dass die Ursache des Unfalles in erster Linie auf die geringe Quersteifigkeit zurückzuführen ist, so hängt dies mit einer zweiten, ebenfalls sehr wichtigen, aber keineswegs genügend gewürdigten Aufgabe der Windverstrebungen zusammen.

Um dies möglichst deutlich auseinander zu setzen, betrachte ich zunächst einen einfacheren, aber mit dem vorliegenden verwandten Fall. Abbild. 1 stelle einen gewöhnlichen ebenen Fachwerkbalken dar, an dessen unteren Knotenpunkten die Lasten angreifen. Ich nehme an,

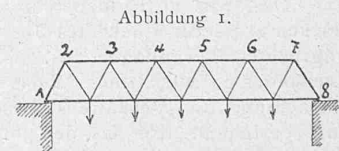


Abbildung 1 b.

dass die Berechnung in der gewöhnlichen Weise erfolgt sei und dass der Obergurt etwa einen T-förmigen Querschnitt erhalten habe, der genügend steif ist, um ein Ausknicken der einzelnen Stäbe nach allen Seiten zu verhüten. Ich stelle nun die Frage, ob dieser Balken, wenn er für sich allein aufgestellt und vor allen wagrechten Belastungen geschützt ist, thatsächlich stabil ist und beantworte sie sofort mit „Nein“.

Die ebene Fachwerkstheorie gibt den so berechneten und construirten Träger als vollkommen stabil aus und er

ist es auch in ihrem Sinne, nämlich so lange als er wirklich ein ebener Träger bleibt, so lange also die Knotenpunkte auf irgend eine Weise daran verhindert werden, aus der senkrechten Constructions-Ebene heraus zu treten. Wenn man den Balken ohne solche Vorsichtsmassregeln aufstellt, besitzt er dagegen keineswegs das vermeintliche Mass von Sicherheit. Man betrachte, um sich hiervon zu überzeugen, den Obergurt zwischen den Punkten 2 und 7 oder auch ein Stück desselben, z. B. zwischen 3 und 6. Wir können uns dieses Stück aus dem ganzen Verbands losgelöst denken. An den Enden haben wir dann die betreffenden Gurtspannungen  $A$  und  $B$  (Abbild. 1 b) und an den dazwischen liegenden Knotenpunkten äussere Kräfte  $C$  und  $D$  anzubringen, welche die Resultirenden der Stabspannungen der Wandglieder bilden. Man sieht nun sofort, dass die einzelnen Abschnitte 3—4, 4—5, 5—6 u. s. w. sehr wol für sich betrachtet eine vollständig hinreichende Sicherheit gegen Ausknicken haben können, während dies von dem Gesamtstabe 3—6 keineswegs zutrifft. Nimmt man zunächst auf die Kräfte  $C$  und  $D$  gar keine Rücksicht, so sind zwar die Kräfte  $A$  und  $B$  an den Enden des Gesamtstabes 3—6 geringer als die, für welche man den mittelsten Stab 4—5 auf Zerknicken berechnet hat: dafür ist aber die Länge auf das dreifache angewachsen. Man weiss aber, dass die Knickgefahr mit dem Quadrate der Länge wächst, während die Spannungen in der Nähe der Mitte nach den Enden hin nur langsam abnehmen. Es könnte daher ganz wol vorkommen, dass die Stäbe einzeln gegen Ausknicken fünffache Sicherheit besitzen, während ein grösseres Mittelstück des Obergurtes dem Ausknicken keinen Widerstand entgegen setzen kann.

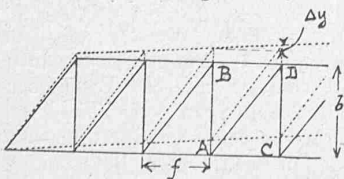
Ich glaube behaupten zu dürfen, dass die Zahl der Brücken, bei welchen die soeben erörterten Verhältnisse übersehen oder nur unzureichend gewürdigt wurden, nicht ganz gering ist. Dass dies überhaupt möglich ist, liegt ganz gewiss nur an dem Umstande, dass die herrschende Lehre immer wieder und nur ebene Fachwerke behandelt und dadurch schliesslich die Meinung heranbildet, als ob ebene Fachwerke (im strengen Sinne) überhaupt im Bauwesen verwendet werden könnten, während sie doch in der That nur in der Ebene und nicht im Raum widerstandsfähig sind.

Sobald man zwei Träger nach Abbild. 1 neben einander stellt und sie durch einen Querverband zu einem stabilen räumlichen Fachwerke vereinigt, ist die besprochene Gefahr beseitigt. In diesem genügt es, wenn jeder auf Druck beanspruchte Stab für sich genommen auf Ausknicken berechnet wird.

Bei der Mönchensteiner Brücke war nun ein solcher Querverband zum grösseren Theile vorhanden. Durch Hinzufügung von mindestens zwei Streben (eine an jedem Brückende) hätte man die Construction sehr leicht zu einem stabilen räumlichen Fachwerk machen und damit den Unfall vermeiden können.

Das, was vorhanden war, verhinderte zwar ein Ausknicken grösserer Stücke des Obergurtes, vermochte aber nicht wagrechten Bewegungen des gesammten oberen Horizontal-Verbandes in wirksamer Weise vorzubeugen. Die nähere Betrachtung des Verhaltens dieses Obertheils der Construction, bestehend also aus den beiden Obergurten, den Querriegeln und Diagonalen, wird uns zeigen, wie der Einsturz erfolgte.

Abbildung 2.



Abbild. 2 gibt ein Stück dieses Horizontal-Verbandes an, zunächst unter der Annahme, dass jedes Fach eine steife Diagonale besitzt. Ich werde mich jetzt darauf beschränken, die Bewegungen desselben in der wagrechten Ebene zu verfolgen, wobei zu be-

achten ist, dass die übrigen Stäbe der Brücke, von der Steifigkeit derselben abgesehen, auf den betrachteten Windbalken nur solche Kräfte ausüben können, die an jedem

Knotenpunkte eine mit der Gurtrichtung zusammenfallende Resultirende ergeben.

Die Brücke möge jetzt belastet werden, während alle Stäbe vorher spannungslos waren. Die Gurtsstäbe in Abbild. 2 erfahren dann eine elastische Verkürzung, da sie als Bestandtheile der Haupttragwände in Druckspannung versetzt werden. Wenn sich die Stäbe  $A C$  und  $B D$  des Feldes  $A B C D$  verkürzen, geschieht dies auch mit der Diagonalen  $A D$ . Nun erkennt man aber leicht (nach der Theorie des ebenen Fachwerkbalkens), dass beim Mangel aller Querkkräfte die Stabspannungen der Füllungstheile des Windbalkens sämmtlich gleich Null sein müssen. Daraus folgt, dass die zuerst eingetretene Formänderung eine zweite zur nothwendigen Folge hat. Die vorher verkürzte Diagonale  $A D$  drängt, da ihr kein Widerstand geleistet werden kann, die Knotenpunkte  $A$  und  $D$  aus einander, so lange bis sie wieder spannungslos ist, also ihre frühere Länge wieder erreicht hat. Das ganze, vorher rechtwinklige Fach  $A B C D$  wird dadurch schiefwinklig. Selbstverständlich werden alle anderen Fächer in derselben Weise deformirt, wie dies in der Abbildung durch punktirte Linien angedeutet ist. Eine einfache Rechnung ergibt, dass die in der Abbildung mit  $\Delta y$  bezeichnete Strecke, also der Unterschied der Horizontal-Bewegungen der Knotenpunkte  $B$  und  $D$ , durch den Ausdruck:

$$\Delta y = \frac{s f^2}{E b}$$

dargestellt wird, wenn  $s$  die Druckspannung der Obergurtsstäbe für  $1 \text{ cm}^2$ ,  $E$  den Elasticitäts-Modul,  $f$  die Fachlänge und  $b$  die Breite der Brücke bedeutet. Mit  $s = 500$ ,  $E = 2\,000\,000$ ,  $f = 3,5 \text{ m}$ ,  $b = 4,7 \text{ m}$  gibt dies  $\Delta y = 0,65 \text{ mm}$  oder für 12 Fächer, wenn die Diagonalen alle in derselben Richtung gehen, eine Gesamt-Verschiebung des Windbalkens in wagrechter Richtung um  $7,8 \text{ mm}$ .

Bis jetzt war angenommen, dass in jedem Fache je eine steife Diagonale vorhanden sei. Bei der Mönchensteiner Brücke hatte man indessen, wie üblich, doppelte Diagonalen, die man als schlaffe bezeichnen muss, da die kleinste Querschnitt-Ausdehnung der betr. Winkeleisen nur ungefähr  $\frac{1}{100}$  der Länge betrug.

Bei schlaffen Diagonalen ist die in Abbild. 2 gezeichnete Formänderung des Windbalkens keine nothwendige, sondern nur eine mögliche Folge des Aufbringens senkrechter Lasten auf die Brücke. — Da indessen das Verfahren in der ursprünglichen Richtung sich als ein labiles Gleichgewicht darstellt, da ferner der Obergurt nicht hinreichend steif ist, um als Ganzes (wie Abbild. 1 b) dem seitlichen Ausknicken widerstehen zu können, wird zweifellos die mögliche Formänderung zu einer thatsächlichen. Es wird dabei von zufälligen Umständen abhängen, nach welcher Seite die Bewegung zuerst erfolgt. Jedenfalls wird es aber nicht bei dieser ersten Bewegung bleiben. Unter dem Einflusse der geringen wagrechten Kräfte, welche durch die Biegungs-Festigkeit der Wandglieder wachgerufen werden, wird eine schwingende Bewegung des ganzen Windbalkens eintreten, welche bei ungünstigem Zusammentreffen der einzelnen Bewegungs-Impulse zu beträchtlich höheren seitlichen Ausweichungen führt, womit der Einsturz eingeleitet werden kann.

Begünstigt wurden diese Bewegungen der Windbalkenmasse bei der Mönchensteiner Brücke durch den Umstand, dass diese schief war, so dass entsprechende Glieder in den beiden Obergurten in einem gegebenen Augenblicke ungleiche Spannungen besaßen.

An dieser Stelle kann von einem Eingehen auf die Frage, wie die Seitenbewegungen des Obertheils der Brücke den vollständigen Zusammenbruch im Einzelnen herbeiführten, abgesehen werden. Wenn jene gegeben sind, ist der Einbruch bereits hinreichend und (beim Fehlen anderer Ursachen) auch eindeutig erklärt. Ich möchte daher nur nebenbei darauf hinweisen, dass beim weiteren Fortgange der Einsturz-Erscheinungen die äussersten Endstreben die entscheidende Rolle gespielt haben dürften. Sie konnten sich leicht etwas schräg stellen, ohne sich erheblich zu verbiegen,

da sie am Fusse nicht durch Querträger ausgesteift waren und übt dann auf den Brücken-Obertheil eine Kraft aus, die eine zur Brückenachse senkrechte Componente ergab, welche die bereits vorhandene seitliche Ausweichung noch zu vergrössern suchte. Der auf Seite 157 der „Schweiz. Bauztg.“ abgedruckte Autotypdruck scheint diese Auffassung unmittelbar zu bestätigen.

Fassen wir nun Alles zusammen: 1. Die Gesamtmasse des oberen Windbalkens (einschliesslich der beiden Obergurte) war an schwingenden Bewegungen durch die Steifigkeit der Wandglieder nur sehr wenig gehindert. 2. Der Hergang beim Aufbringen einer Belastung war ein solcher, der Schwingungen dieser Art begünstigte oder selbst unmittelbar verursachte. 3. Schwingungen sind von den Fahrgeästen, welche sich durch die Fenster retten konnten, unmittelbar vor dem Einsturze wahrgenommen worden. 4. Nach der gewöhnlichen Theorie des ebenen Fachwerks war die Brücke hinreichend stabil, das Eisen von guter Qualität, die Brücke überhaupt so, dass sie eine beliebige Revision allenfalls passiren konnte.

Wenn man dies Alles zusammen hält, kann man, wie ich glaube, nur zu dem Schlusse gelangen, den ich gezogen habe. Die Brücke ist so eingestürzt, wie ich es beschrieben habe und sie ist deshalb eingestürzt, weil sie als labiles räumliches Fachwerk nicht hinreichend gegen schwingende Bewegungen des Obergurts geschützt war.

Es gibt noch Brücken genug, die sich genau in derselben Lage befinden. Ich kann daher nicht dringend genug empfehlen, bei Brücken der bezeichneten Art durch Anbringung absteifender Streben an den Enden, die gar keine Schwierigkeit verursacht, die stets drohende Gefahr zu beseitigen.

Ich bin mir wol der Verantwortung bewusst, die ich mit diesem Ausspruche, der nur zu sehr geeignet ist, die im grossen Publikum bereits wachgerufene Beunruhigung noch zu vergrössern, übernehme. Ich nehme sie aber ohne Zögern auf mich. Denn: 1. bin ich fest überzeugt von der Richtigkeit meiner Darstellung, 2. kann ich mir, der ich mich seit vielen Jahren mit der Statik der Bauconstructionen beschäftigte, ein massgebendes Urtheil wol zutrauen und 3. halte ich es für richtiger, vorhandene Mängel rückhaltlos aufzudecken und ihre Beseitigung energisch zu verlangen, als dieselben zur Schonung der Empfindungen des grossen Publikums zu bemänteln.

Leipzig, 1. Juli 1891.

## Eidgenössisches Parlamentsgebäude in Bern.

(Mit einer Lichtdrucktafel.)

Der heutigen Nummer legen wir eine Tafel mit Abbildungen der Süd-façade, des Querschnittes und einer Gesamtansicht des Entwurfes von Prof. Friedrich Bluntschli in Zürich bei.

## Ueber die Wünschbarkeit einer staatlichen Versuchsanstalt für die Zwecke der schweizerischen Präcisionstechnik.

In Nr. 1, Bd. XVIII der *Schweizerischen Bauzeitung* vom 4. dies findet sich ein sehr anregender Aufsatz aus der Feder des Herrn Professor Dr. Pernet: „Ueber die physikalisch-technische Reichsanstalt zu Charlottenburg und die daselbst ausgeführten electricischen Arbeiten.“ Diese Abhandlung weist unwillkürlich darauf hin, die dort geschilderten Verhältnisse mit den entsprechenden, thatsächlich bestehenden schweizerischen zu vergleichen und die sich daraus für unser Land ergebenden Nutzenwendungen zu ziehen.

Betrachten wir zunächst, was die Schweiz an ähnlichen Instituten bereits aufzuweisen hat, um sodann zu prüfen, auf welchen Gebieten insbesondere noch Abhülfe nothwendig oder wünschbar ist.

Als die älteste derartige Anstalt darf wol die *eidgenössische Eichstätte* in Bern angesehen werden, welche im Anfang der sechziger Jahre gegründet und eingerichtet wurde. Dieselbe war zunächst dafür bestimmt, bei der Einführung des metrischen Systems in Mass- und Gewichtsachen die oberste wissenschaftlich-technische Instanz in der Schweiz zu bilden und gleichzeitig neben der Herstellung und Vielfältigung der schweizerischen Normalmassstäbe und Gewichte namentlich den cantonalen Eichstätten und in zweiter Linie auch weitern sich für einschlägige Fragen interessirenden Kreisen helfend und beratend an die Hand zu gehen. Zu diesem Behufe rüstete man die Eichstätte mit einer Reihe kostspieliger, auf der Höhe der damaligen Technik stehenden wissenschaftlichen Präcisions-Apparate aus. So wurde z. B. nach langen, eingehenden Vorstudien auf Vorschlag einer aus den Herren Mousson, Wild und Hirsch bestehenden engern Fachcommission ein Längencomparator angeschafft für streng wissenschaftliche Vergleichen von Massstäben, Bestimmungen der thermischen Ausdehnungs-coefficienten von Metallen und eine Reihe ähnlicher Aufgaben. Dabei begnügte man sich indessen nicht damit eine einfache Copie des besten damals existirenden Comparators im Conservatoire des Arts et Métiers in Paris zu bestellen, sondern die Commission studirte vorerst jenen Apparat gründlich, indem sie an Ort und Stelle wiederholt mit demselben arbeitete und hiedurch veranlasst wurde den Constructeuren (Herrmann und Studer in Bern) eine Reihe wichtiger Abänderungen und Verbesserungen vorzuschreiben, durch welche der neue Comparator den alten Pariser an Leistungsfähigkeit um ein Bedeutendes überholen sollte. Untersucht man, ob und wie weit die Hoffnungen, welche dazumal in die schweizerische Eichstätte gesetzt wurden, in Erfüllung gegangen sind, so gelangt man leider zu einem durchaus negativen Resultat. Als nächstliegende Ursache hierfür ist wol der Weggang des ersten Directors und zugleich geistigen Schöpfers der Anstalt, Herrn Dr. H. Wild, anzusehen, welcher im Jahre 1868 nach St. Petersburg berufen wurde. Seine Amtsnachfolger betrachteten die Aufgabe der Eichstätte von einem wesentlich verschiedenen Standpunkte aus und behandelten sie gewissermassen als mehr oder weniger untergeordnetes Nebenamt, während doch die richtige Ausnützung eines solchen Institutes leicht die volle Arbeitskraft eines auf der Höhe der Wissenschaft stehenden Mannes zu absorbiren im Stande war. Thatsächlich sind denn auch seither weder grössere technische noch wissenschaftliche Arbeiten der Eichstätte bekannt geworden. Die Apparate erfuhren in Folge anhaltenden Nichtgebrauchs keinerlei Verbesserungen und wahrscheinlich liess auch die sonstige Instandhaltung aus demselben Grunde sehr zu wünschen übrig, so dass dieselben zur Zeit als veraltet und dienstuntauglich taxirt werden müssen; jedenfalls steht fest, dass es nicht mehr möglich wäre ohne lange Vorbereitungen auch nur eine einfache Vergleichung zweier Meterstäbe mit derjenigen Genauigkeit vorzunehmen, welche man heute von solchen Messungen zu fordern gewohnt ist!

Das zweite Institut ist die *Sternwarte in Neuenburg*, welche im Jahr 1864 auf Kosten der cantonalen Regierung und unter der finanziellen Mitwirkung dortiger Uhrenindustrieller ausgebaut wurde. Die Hauptaufgabe des Observatoriums besteht in der Prüfung von Chronometern und sonstigen Präcisionsuhren. Dieses Prüfungsergebniss soll aber nicht bloss als Zeugnis für das betreffende Fabricat dienen, sondern es soll überhaupt unmöglich machen, dass minderwerthige Uhren in den Handel kommen. Zeigen die Unregelmässigkeiten im täglichen Gang einen Werth, welcher das zulässige und zwischen den Fabrikanten gemeinschaftlich vereinbarte Maximum übersteigt, so geht der Chronometer wieder an die Fabrik zurück und wird später nach stattgehabter Revision auf der Sternwarte einer neuen Prüfung unterworfen.

Trotzdem der Bau und Betrieb einer solchen Sternwarte für einen so kleinen Canton wie Neuenburg ganz bedeutende Opfer erfordert, so wird es heute niemandem mehr einfallen diese Einrichtung wieder beseitigen zu wollen;