Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 13/14 (1889)

Heft: 17

Artikel: Zum Einfluss der Schubspannungen im Querschnitt auf den aus Biegungsversuchen bestimmten Elasticitätsmodul

Autor: Mantel, G.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-15622

Zum Einfluss der Schubspannungen im Querschnitt auf den aus Biegungsversuchen bestimmten Elasticitätsmodul.

Zu den für den Bauingenieur wichtigsten Disciplinen gehört unstreitig die Festigkeitslehre. Wenn auch dessen Bauwerke nicht immer in erster Linie den Zweck haben, zu tragen, zu stützen, so treten beeinflussende Kräfte fast immer mit auf und wollen berücksichtigt sein. Begreiflich ist daher das Interesse, das von je den theoretischen Lehren über die Festigkeit der Baumaterialien entgegengebracht wurde und begreiflich auch die Wichtigkeit, welche den, die Theorie controlirenden Versuchen zuzuerkennen ist, die jetzt von den in allen civilisirten Ländern geschaffenen Anstalten „für die Prüfung der Festigkeit der Baumaterialien" systematisch vorgenommen werden. Ergiebt sich dabei nicht immer die wünschenswerthe Uebereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und der gebräuchlichen, bekannterweise nur angenäherten Theorie, so erwächst, wenigstens wenn es sich um principielle Fragen handelt, die Aufgabe, letztere wo möglich zu vervollkommnen. Ueber einen interessanten Fall, in welchem es gelungen ist, solche Widersprüche durch Berücksichtung eines erst seit wenigen Jahren in die Festigkeitslehre eingeführten Begriffes zu lösen, soll hier kurz berichtet werden.

Von verschiedenen der oben erwähnten Anstalten wurde der Elasticitätsmodul der wichtigsten Baumaterialien, wie Stahl, Flusseisen und Schweisseisen auf zwei verschiedenen Wegen bestimmt, nämlich aus Zerreissversuchen und aus Biegeversuchen. Hiebei ergab sich das auffällige Resultat, dass derselbe erstens nach den beiden Methoden für das nämliche Materialstück verschieden ausfiel und zweitens dass er, wenn aus Biegung bestimmt, auch mit der Querschnittsform und Grösse sich änderte. Wie fatal diess Ergebniss für die Zuverlässigkeit fast aller auf die Theorie gestützten Vorausberechnungen der tragenden Bauwerke des Ingenieurs, namentlich der Brücken, werden musste, falls es sich bewahrheitete, ist jedem Techniker verständlich und braucht hier nur erwähnt zu werden. Berechnet wurde der Elasticitätsmodul aus den Zerreissversuchen nach der bekannten Formel $E = \frac{P}{F} \cdot \frac{l}{\Delta l} \cdots$ 1) wo P eine den Stab vom Querschnitt F beanspruchende Kraft, l die Länge des Stabes und Δl seine unter dem Einfluss von P beobachtete Streckung bedeutet. Bei den Biegeversuchen wurde der Stab in der Mitte durch eine concentrirte Kraft P belastet, seine Einsenkung f unter der Last gemessen und aus dem auftretenden Biegungmsoment nach der gebräuchlichen Formel $E = \frac{1}{48} \frac{P . l^3}{f . J} \cdots$ 2) der Elasticitätsmodul bestimmt. J bedeutet das Trägheitsmoment, l die freie Stützweite des Stabes.

Nun ist ja wohl früher schon von der einen oder andern Seite darauf hingewiesen worden, dass die Scheerspannungen im Querschnitt einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Grösse der Einsenkung eines gebogenen Trägers besässen, was natürlich auch auf den rückwärts aus der beobachteten Einsenkung berechneten Elasticitätsmodul von Einfluss sein müsste. Die gebräuchliche Festigkeitslehre, die auf der Voraussetzung ebener Querschnitte auch nach der Deformation beruht, konnte aber bis vor ganz kurzer Zeit keinen Aufschluss darüber geben, wie diese Scheerspannungen in correcter Weise in Rechnung zu bringen gewesen wären.

Winkler war es, der die deutschen Technikerkreise im Jahre 1886 in dem in zweiter Auflage erschienenen I. Heft der Theorie der Brücken auf eine von ihm $\varkappa$ genannte Grösse aufmerksam machte, die bei der Beurtheilung des Einflusses der Scheerspannungen von wesentlicher Bedeutung ist und die meines Wissens Castigliano in seiner „Theorie de l'equilibre des systèmes élastiques (ebenfalls 1886 in deutscher Uebersetzung erschienen) zuerst in die Festigkeitslehre einführte.

Nur kurz wollen wir hier auf die Begründung dieser Grösse $\varkappa$ eintreten. Wenn sich die äussere scheerende Kraft Q gleichmässig über den Balkenquerschnitt F vertheilen würde, so würden sich alle Enden der Fasern eines Elementes von der Länge Δs gleichmässig und somit auch der Endquerschnitt des Elementes um die nämliche Grösse,

$$\Delta q' = \frac{Q . \Delta s}{F . G},$$

verschieben. G bedeutet den Elasticitätsmodul für Gleiten, den sogenannten Gleitmodul.

Nun vertheilen sich aber die Scheerspannungen τ im Querschnitt ungleich, folglich senken sich auch die einzelnen Fasern ungleich und in Bezug auf den ganzen Querschnitt kann man nur noch von einer *mittlern* Verschiebung Δq desselben sprechen. Das Verhältniss beider Verschiebungen ist aber diese Grösse $\varkappa = \frac{\Delta q}{\Delta q'}$. Ist $\varkappa$ bestimmt, so lässt sich also die wirkliche Verschiebung $\Delta q = \varkappa . \Delta q'$ aus der leicht zu berechnenden Verschiebung $\Delta q' = \frac{Q . \Delta s}{F . G}$, wie sie die bisherige angenäherte Theorie liefert, bestimmen. Auf den mathematischen Ausdruck $\varkappa$ kommt man rasch mit Hülfe des Princips der Arbeit. Die an einem Flächenelement angreifende Kraft ist $\tau . \Delta F$, dessen Verschiebung $\frac{\tau . \Delta s}{G}$, die Formänderungsarbeit also $\frac{1}{2} \cdot \frac{\tau^2 . \Delta F . \Delta s}{G}$. Da anderseits die Formveränderungsarbeit des ganzen Querschnitts, eine mittlere Verschiebung Δq vorausgesetzt, gleich $\frac{1}{2} Q . \Delta q$ ist, so folgt aus

$$Q . \Delta q = \Sigma \frac{\tau^2 . \Delta F . \Delta s}{G}$$

nach Division mit $\Delta q'$

$$\varkappa = \frac{F}{Q^2} \Sigma \tau^2 . \Delta F.$$

Für das Rechteck wird $\varkappa = \frac{6}{5}$, für den Kreis $\frac{10}{9}$; für das theoretische **I** Profil, also ohne Abrundung der Ecken und ohne Flantschenneigung ist

$$\varkappa = \frac{3 (1 - m + m n)}{20 n (1 - m^3 + m^3 n)^2} \times$$
$$\left[8 n - 8 n (1 - n) m^5 + 15 (1 - n) m (1 - m^2)^2\right]$$

Hierin bedeuten:

$$m = \frac{h_1}{h} = \frac{\text{ganze Höhe weniger die beiden Flanschenstärken}}{\text{ganze Höhe}}$$

$$n = \frac{b_1}{b} = \frac{\text{ganze Breite}}{\text{ganze Breite weniger Stegdicke}}.$$

Handelt es sich aber um in der Praxis angewandte Profilformen von Walzeisen, z. B. die deutschen Normalprofile für **I** Eisen, Eisenbahnschienen, so kann man auf dem Wege der Rechnung $\varkappa$ nicht mehr oder nicht so genau bestimmen, wie es für principielle Untersuchungen nöthig ist. Das Verdienst, diesem Uebelstand, der die Verwerthung der angedeuteten Verbesserung der Biegungstheorie in enge Schranken gesetzt hätte, abgeholfen zu haben, gebührt Prof. W. Ritter, der in jüngster Zeit im I. Heft seiner Anwendungen der graphischen Statik einen Weg angiebt, auf welchem mit relativ geringer Mühe $\varkappa$ für jeden beliebigen Querschnitt mit aller wünschenswerthen Genauigkeit ermittelt werden kann.

Sind die $\varkappa$ bekannt, so ist jetzt die Bestimmung des Elasticitätsmoduls an Biegeversuchen mit Berücksichtigung der scheerenden Kräfte sehr einfach. Wenn der Balken von constantem Querschnitt F und der Spannweite l in der Mitte durch eine Einzelkraft P belastet ist, so ist die Einsenkung unter der Last in Folge des Momentes $\frac{P}{2} \cdot l$ bekanntlich gleich

$$f_m = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \,.\, l^3}{E\, I} \quad \ldots .\ 3)$$

und in Folge der constanten Scheerkraft $Q = \frac{P}{2}$ gleich

$$f_q = \varkappa \,.\, \frac{P \,.\, l}{2\, F \,.\, G} = \varkappa \,.\, \frac{P \,.\, l}{2 \,.\, F \,.\, \alpha \,.\, E}; \quad \ldots .\ 4)$$

wenn wir G durch $\alpha \,.\, E$ ersetzen. Die gesammte Einsenkung wird daher

$$f_t = \frac{1}{48} \frac{P \,.\, l}{E \,.\, F} \left(\frac{l^2}{i^2} + 12 \frac{\varkappa}{\alpha} \right) \ldots .\ 5)$$

wo $i^2 = \frac{I}{F}$ den Trägheitsradius bedeutet. Für den Elasticitätsmodul folgt hieraus

$$E_t = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \,.\, l}{F \,.\, f_t} \left(\frac{l^2}{i^2} + 12 \frac{\varkappa}{\alpha} \right) \ldots .\ 6)$$

Das Verhältniss des aus dem Moment allein berechneten Elasticitätsmoduls zu dem aus der vollständigen Formel 6) berechneten ergibt sich daher zu

$$\frac{E_t}{E_m} = 1 + 12 \frac{i^2}{l^2} \cdot \frac{\varkappa}{\alpha}.$$

woraus

$$E_t = E_m \left(1 + 12 \frac{i^2}{l^2} \frac{\varkappa}{\alpha} \right) \ldots .\ 7)$$

Man corrigirt also den aus der blossen Berücksichtigung des Moments gefundenen Elasticitätsmodul einfach dadurch, dass man zu demselben die Grösse

$$E_m \cdot 12 \,.\, \frac{i^2}{l^2} \frac{\varkappa}{\alpha} \ldots .\ 8)$$

hinzufügt.

In erster Linie wurden die sehr sorgfältig ausgeführten Versuche einer Prüfung unterzogen, welche von der eidgenössischen Anstalt für die Prüfung von Baumaterialien auf Antrag der Gebr. Stumm in Neunkirchen mit aus deren Werken stammenden Fluss- und Schweisseisensorten unternommen wurden. Unter anderm wurde für die **I** Eisen der deutschen Normalprofile Nr. 10—24 der Elasticitätsmodul aus Zerreiss- und aus Biegeversuchen nach den Formeln 1) und 2) bestimmt. Aus den letztern ergab er sich abnehmend von 2000 t auf 1730 t für Flusseisen und abnehmend von 1930 t auf 1620 t für Schweisseisen, während die Trägerhöhe von 10 auf 24 *cm* Höhe anwuchs. Die Mittel aus den Zerressiversuchen betrugen 2105 t resp. 2044 t. Erstere Werthe wären nun also in jedem einzelnen Falle um die angegebene Grösse $E_m \cdot 12 \frac{i^2}{l^2} \frac{\varkappa}{\alpha}$ zu erhöhen.

In diesem Ausdruck musste vorerst $\varkappa$ für die genannten Profile ermittelt werden. Dies geschah mit grosser Sorgfalt nach dem schon erwähnten Verfahren Ritters auf graphischem Wege unter Berücksichtigung der Abrundungen und der Flantschenneigungen für die Profilnummern 10, 14, 17, 24, 30, 40 und 50, über die direct nothwendigen Nummern von 10—24 hinaus auf Anregung des Directors der eidg. Festigkeitsanstalt. Durch diese sieben Werthe — 2,345 2,280 2,250 2,180 2,135 2,081 2,030 — wurde eine stetige Curve gelegt, die $\varkappa$ für die Zwischenprofile interpolirt, was bei der Stetigkeit im Anwachsen der Dimensinen der Profile und den relativ geringen Schwankungen in den Werthen von $\varkappa$ wohl erlaubt ist. Die Abweichung der sieben construirten $\varkappa$ von den interpolirten Curvenwerthen ergab sich im Mittel zu 0,002. In der Meinung, dass diese Grössen auch andern Fachgenossen von Nutzen sein können, gebe ich sie hier vollständig wieder.

Werthe von $\varkappa$ für die **I**-Eisen der deutschen Normalprofile:

Profil Nr.	$\varkappa$	Profil Nr.	$\varkappa$	Profil Nr.	$\varkappa$
8	2.386	18	2,236	32	2,125
9	2.363	19	2,226	34	2,113
10	2,343	20	2,217	36	2,102
11	2,327	21	2,207	38	2,090
12	2,311	22	2,198	40	2,080
13	2,296	23	2,190	$42^1/_2$	2,067
14	2,282	24	2,182	45	2,055
15	2,270	26	2,166	$47^1/_2$	2,043
16	2,258	28	2,151	50	2,031
17	2,247	30	2,137		

Die zwei ersten Decimalen werden in allen Fällen genügen. — Die Trägheitshalbmesser i im Ausdruck 6) sind ebenfalls bekannt*). die Stützweite l betrug 150 *cm*.

Unbekannt oder vielmehr nicht genau bekannt ist blos α, insofern dessen Werth aus theoretischen Gründen zwischen $^2/_5$ und $^3/_8$ liegen sollte. Anstatt einen willkürlichen zwischen diesen Grenzen liegenden Werth anzunehmen, haben wir beide Grenzen eingeführt und so aus den auf Seite 134 des III. Heftes der „Mittheilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien in Zürich" gegebenen Werthen von E_m zwei Systeme von Werthen E_t berechnet, zwischen welchen die auf Seite 120 und 122 des nämlichen Werkes aus Zerreissversuchen erhaltenen Elasticitätsmoduli eingeschlossen sein sollten. Diese letztern sind für die aus den Flantschen und die aus den Stegen der **I**-Eisen gewonnenen Materialsorten einzeln bestimmt worden. Wenn man berücksichtigt, dass das Trägheitsmoment des Steges etwa $^1/_8$ des Ganzen ist, dass anderseits der Einfluss der scheerenden Kräfte, die in der Hauptsache nur den Steg beeinflussen, zwischen etwa 28% bis 5% von Prof. 24 bis Prof. 10 schwankt, so erkennt man leicht, dass man angenäherte Werthe des Elasticitätsmoduls für Zug findet für Profil 24 aus

$$\frac{63 \times E \text{ Flantschen} + 37 \times E \text{ Steg}}{100}$$

und für Profil 10 aus

$$\frac{85 \times E \text{ Flantschen} + 15\ E \text{ Steg}}{100}.$$

Hiernach und mit Zwischenwerthen für die zwischenliegenden Profile ist die betreffende Colonne der folgenden Tabelle berechnet. In dieser sind alle bezüglichen Werthe zusammengestellt, sowohl für Flusseisen wie für Schweisseisen.

Elasticitäts-Moduli (Tonnen pro cm^2)

bestimmt für

	Flusseisen aus Biegung		aus Zug	Δ	**Schweisseisen** aus Biegung		aus Zug	Δ
Nr.	$\alpha = {}^3/_8$	$\alpha = {}^2/_5$			$\alpha = {}^3/_8$	$\alpha = {}^2/_5$		
10	2224	2210	2121	+ 96	2038	2032	2070	— 35
11	2114	2106	2086	+ 24	2029	2020	2008	+ 17
12	2103	2094	2141	— 43	1946	1937	2083	—141
13	2051	2040	2075	— 30	1967	1956	2104	—143
14	2186	2173	2153	+ 27	2060	2048	2093	— 39
15	2131	2116	2132	— 9	2093	2079	2029	+ 57
16	2159	2143	2082	+ 69	2054	2039	2067	— 23
17	2130	2113	2051	+ 71	2029	2013	2033	— 12
18	2162	2143	2133	+ 19	1889	1872	2120	—240
19	2113	2093	2145	— 43	1948	1929	1925	+ 14
20	2105	2083	2119	— 25	2050	2028	2076	— 37
21	2188	2163	2098	+ 77	2065	2041	1997	+ 56
22	2206	2179	2073	+120	2093	2068	1929	+151
23	2224	2195	2082	+128	2051	2024	1957	+ 80
24	2151	2122	2117	+ 19	2130	2100	1969	+146
Mittel	2149	2132	2107	± 58,3	2030	2012	2031	± 78,4

Die Abweichungen der aus Zug und aus Biegung berechneten Elasticitätsmoduli sind in den einzelnen Fällen nicht unbedeutend aber bald positiv bald negativ, für Flusseisen

*) Z. B. aus Tetmayers Baumechanik II. Theil, Seite 71.

ohne Rücksicht auf das Zeichen im einzelnen Fall im Mittel 53 t pro mm^2, für Schweisseisen 78 t pro mm^2. Im Durchschnitt aus den 15 Beobachtungsfällen beträgt bei Flusseisen der Elasticitätsmodul aus Biegung berechnet 2140 t gegenüber 2107 t aus Zug berechnet, was einen Unterschied von 0,4% ausmacht. Beim Schweisseisen sind die entsprechenden Werthe 2021 t und 2031 t, was einer Abweichung von 0,05% gleich kommt.

Angesichts der nicht unerheblichen Abweichungen in den einzelnen Fällen und der relativ noch geringen Anzahl von Versuchen; angesichts ferner des Umstandes, dass die gewalzten Eisen nie vollkommen isotrop, namentlich aber nie vollkommen symmetrisch, vollkommen geradlinig sein können und dass eine Reihe von störenden Einflüssen bei den nicht auf absolute Genauigkeit Anspruch machenden Festigkeitsversuchen auftreten — speciell können die verschiedenen Versuchsarten, wie Zerreissversuche und Biegungsversuche nicht mit dem nämlichen Grad von Genauigkeit ausgeführt werden — kann man mit der erreichten Uebereinstimmung wohl zufrieden sein und es wird die Ansicht kaum auf Widerstand stossen, dass die angenäherte Biegungstheorie in diesem Fall durch die Versuche vollauf bestätigt wurde.*) Wir wären also vorläufig noch nicht veranlasst, dieselbe zu corrigiren in dem Sinne, dass, wenigstens bei den untersuchten Materialsorten auf die normal zur Faserrichtung pressenden Kräfte, das Nichtebenbleiben der Querschnitte, die nicht gleichmässige Vertheilung der Spannungen über die horizontale Querschnittslamelle u. s. w. Rücksicht genommen würde.

Vielleicht wäre es sogar möglich, den umgekehrten Weg einzuschlagen, indem zuerst durch Zerreissversuche der Elasticitätsmodul bestimmt, dann durch Biegungsversuche an ganz einfachen Querschnittsformen, (Kreis und Rechteck) aus der nach α aufgelösten Formel 4) der Gleitmodul ausgerechnet würde. Wenn dann aus dem nämlichen Materialstück Probestücke mit stark gegliederten Querschnittsformen, also z. B. **I**-Eisen herausgearbeitet und der Biegung unterworfen würden, könnte vielleicht die Frage nach einem eventuellen Einfluss der Querschnittsform gelöst werden.

Versuche mit rechteckigen Stahlstäben hat Bauschinger angestellt und im III. Heft seiner „Mittheilungen" beschrieben. Er fand aus den Biegeproben im Mittel einen Elasticitätsmodul von 2110 t nach der gewöhnlichen Formel 1) berechnet. Berücksichtigt man die Scheerspannungen und führt in Formel 4) $\varkappa = \frac{6}{5}$ und $\alpha = 0{,}387$ ein, so folgt $E = 2240\ t$. Die Zerreissversuche gaben $E = 2214\ t$, die Druckversuche 2391 t; erstere sind natürlich zuverlässiger und liegt ihnen der aus Biegung berechnete Werth von E viel näher.

Erwähnen will ich zum Schluss noch, dass Ritter im ersten Heft seiner „Anwendungen der graphischen Statik" zeigt, wie der Einfluss der scheerenden Kräfte unter Mitberücksichtigung der Grösse $\varkappa$ auch bei veränderlichem Querschnitt des Trägers berücksichtigt werden kann, in welchem Fall die einfache Rechnung, wie wir sie hier anwenden konnten, nicht mehr zum Ziele führt.

G. Mantel, Ing.

*) Ich will nicht unterlassen zu erwähnen, dass Prof. Bach in seinem höchst interessanten und wichtigen Aufsatz „Die Biegungslehre und das Gusseisen" kürzlich ebenfalls diese nämlichen Versuche für den Einfluss der Scheerkräfte umrechnete und dass er sich hiedurch das Verdienst erworben, die Frage in öffentliche Anregung gebracht zu haben. Da er aber diese Kräfte nur angenähert berücksichtigte — er setzte sie constant und gleich denjenigen in der neutralen Faser, was in der That bei **I**-Eisen wegen des fast geradlinigen Verlaufes der Scheerspannungen im Steg der Wahrheit ziemlich nahe kommt — so konnte er nicht die volle von uns gefundene Uebereinstimmung erhalten.

Die Bahnhoffrage in Bern.

II. (Schluss.)

In Bezug auf die Geleisanlagen und auf die Vorsichtsmassregeln für die Sicherheit schliesst sich die Commission der Ansicht an, dass zur Verbindung der Perrons unter sich entweder zwei Tunnels oder ein so breiter Tunnel hergestellt werde, dass er durch eine Barriere getheilt werden kann, so dass unter keinen Umständen Ankommende und Abreisende einander entgegenströmen; dagegen hält die Commission dafür, dass im Hinblick auf den provisorischen Character der ganzen Anlage vorläufig auf ein grosses Hallendach verzichtet und dem Vorschlag der Centralbahn gemäss blosse Perrondächer genügend befunden werden. Was nun die projectirten Neubauten selbst betrifft, so ist zu constatiren, dass die Wartsäle ausreichend gross sind, dass diese Räume jedoch kein directes Himmelslicht erhalten und daher mit ausgiebiger Decken- oder hoher Seitenbeleuchtung zu versehen sind. In Bezug auf die jetzige Halle und ihre innere provisorische Eintheilung glaubt die Commission sich nicht in das Detail einlassen zu sollen, indem alle diese Einbauten derart sind, dass sie im Falle unzweckmässiger Anordnung leicht geändert werden können. Im Allgemeinen begrüsst sie alle jene Maassnahmen, welche es den Abreisenden gestatten von Aussen möglichst direct zu den Wartsälen zu gelangen und ohne Umwege Billetschalter und Gepäckaufgabe zu passiren (im Project des Eisenbahninspectorats ist der Billetschalter mit Rücksicht auf den östlichen Eingang entschieden ungünstig placirt und sollte mehr in dessen Nähe liegen) und welche den Ankommenden Gelegenheit geben, schnell den Wagenaufstellungsplatz zu erreichen. Unter allen Umständen muss die Commission das grösste Gewicht darauf legen, dass die Halle für ihre projectirte Verwendung als Vorraum, Passage und Gepäcksraum sowohl aus practischen, wie ästhetischen Rücksichten möglichst viel Licht durch eine ausreichende Deckenbeleuchtung erhalte, und sollte zu diesem Zwecke mindestens der ohnehin überhöhte, mittlere Theil des Daches der ganzen Länge nach mit Glas eingedeckt werden. Die Beseitigung des südlichen Theiles der Halle zur Gewinnung eines Wagenaufstellungsplatzes bietet allerdings gewisse Vortheile, wenn es gelingt, die Niveaudifferenz günstig zu bewältigen, und wenn die Centralbahn eine neue Façade zu erstellen sich verpflichtet, welche der jetzigen in architektonischer Beziehung nicht nachsteht, wenigstens den viel begangenen Christoffelplatz nicht verunziert. Es wäre zum Mindesten nicht rathsam, das Provisorium an dieser Stelle zum Ausdruck zu bringen. Im andern Falle könnte dieser Theil der Halle zweckmässig als etwas ausgedehnterer Warteraum für das Publicum, für die Dienstmänner u. s. f. und auch als Unterfahrt für die Wagen im Sinne des zweiten Projectes benützt werden.

Schliesslich gibt die Commission auch noch dem Wunsche Ausdruck, dass bei dieser Gelegenheit die enge Passage zwischen Kirche und dem jetzigen Aufnahmsgebäude durch Entfernung der vorspringenden Gebäude-Ecke verbreitert werde.

Bahnübergänge. Der Umbau des Bahnhofs beeinflusst bekanntlich auch die nächsten Strassenübergänge, mit deren Lösungen sich die Commission ebenfalls eingehend beschäftigte.

Die Schanzenstrasse, welche den Bahnkörper übersetzt, wäre im Sinne des stadtbauamtlichen Projectes zu verbreitern und ausserdem sollte diese Strasse, um einen directen Wagenverkehr von der Laupenstrasse bis zum Falkenplatz in gerader Linie, mit Umgehung der Serpentine, möglich zu machen, eine gleichmässige Steigung von etwa 5% erhalten. Auf die einmündende Stadtbachstrasse ist hiebei die nothwendige Rücksicht zu nehmen. Ferner wäre es sehr zu empfehlen, die Verbreiterung der Strasse in der Weise vorzunehmen, dass ihr unteres Ende mehr östlich gegen die Stadt gerückt würde, so dass die Strassenaxe nicht mehr das Haus Laupenstrasse 1 scheidet, sondern in die westliche Seite des Hirschengrabens ausläuft.

In Bezug auf die Passerelle zwischen Post und Cavalleriecaserne schliesst sich die Commission vollkommen dem Votum der „Einsprache" an, da diese stark begangene Communicaton keineswegs noch lebensgefährlicher gestaltet werden darf, als sie es gegenwärtig ist, sondern in jeder