

Die Berliner Stadt-Eisenbahn.

(Fortsetzung, mit Zeichnungen auf Blatt 10 bis 13 und 15 im Atlas.)

3. Die Spreebrücke am Schloßpark Bellevue. (Blatt 8 und 9.)

In der Nähe des Schloßparkes Bellevue überschreitet die Bahn zum dritten und letzten Male die Spree. An der Uebergangsstelle bildet die Bahnachse, welche daselbst in der Geraden und Horizontalen liegt, mit dem Stromstrich einen Winkel von 45° .

Außer dem Fluß, für welchen seitens der zuständigen Behörde abzüglich etwaiger Mittelpfeiler eine normale Lichtweite von $50,0$ m festgesetzt war, mußte auf dem linken Ufer ein $10,53$ m im Lichten weiter Fußgängerweg, auf dem rechten Ufer, zunächst dem Wasser, eine Ladestraße von $7,92$ m Lichtweite, und unmittelbar hieran schließend eine Uferstraße von $20,26$ m Lichtweite überbrückt werden (siehe Horizontalschnitt auf Blatt 9).

Allgemeine Anordnung. Sämmtliche Oeffnungen sind mit Eisenconstructions, welche auf Steinpfeilern lagern, überdeckt, und zwar die Uferstraße mit continuirlichen, die Ladestraße und der Fußgängerweg mit einfachen Blechträgern, der eigentliche Fluß hingegen mit Fachwerkträgern.

Die Gesamtlänge des Bauwerkes einschließlich der Straßenöffnungen beträgt, in der Bahnachse gemessen, 138 m.

Die eigentliche Strombrücke hat drei Oeffnungen von $16,843$, $16,314$ und $16,843$ m lichter Weite erhalten, was für jeden der drei Ueberbauten eine Stützweite von $25,9$ m ergibt.

Beim Entwerfen der Strombrücke war auf die Anordnung einer Fußgängerbrücke zur Verbindung der beiden Ufer zu rücksichtigen, deren Ausführung für spätere Zeit in Aussicht genommen ist, um eine bessere Zugänglichkeit der dicht am linken Flußufer gelegenen Haltestelle Bellevue für die auf dem rechten Ufer im Entstehen begriffenen Stadttheile und Anlagen herbeizuführen.

Als Constructionsform für den Brückenüberbau waren Gewölbe sowie eiserne Bögen, des ungünstigen Baugrundes wegen, ausgeschlossen.

Die Verhältnisse lagen bei diesem Spreeübergange ähnlich, wenn auch nicht ganz so ungünstig, wie am Humboldtshafen. Der tragfähige Sand wurde bei den einzelnen Pfeilern in sehr verschiedener Tiefe vorgefunden, der linksseitige Uferpfeiler kam in eine Einsattelung zu liegen und mußte bis 9 m unter der Flußsohle hinabgeführt werden. Bei Anordnung einer Bogenbrücke hätte namentlich dieser letztgenannte Pfeiler in den unteren Theilen eine bedeutende Breite erfordert, um dem Ausschlage der Mittelkraftstrichtung beim Uebergange von Zügen über die Brücke zu genügen.

Im vorliegenden Falle sprachen außerdem noch gegen die Anwendung von eisernen, bezw. steinernen Bögen der sehr spitze Winkel, welchen Bahnachse und Stromrichtung mit einander bilden, sowie endlich die beabsichtigte Verbindung der Fußgängerbrücke mit der Bahnbrücke. Diese Verbindung läßt sich bei einer Bogenbrücke nur mit weit höherem Kostenaufwande herstellen, wie bei einer Fach-

werkbrücke, auch müßte bei einer Bogenbrücke das den Fußgängerweg benutzende Publikum eine weit größere tote Steigung überwinden, wenn man den Laufsteg nicht an die Trägebögen hätte aufhängen wollen, was unvortheilhafte Constructionsverhältnisse und eine unschöne Erscheinung der ganzen Brücke zur Folge gehabt haben würde.

Der eiserne Ueberbau. Aus vorstehenden Gründen entschied man sich, wie erwähnt, für den einfachen Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen.

Jede Brückenöffnung hat nur 4 Hauptträger erhalten, welche unter den Geleismitten liegen. Durch diese Anordnung sind Ersparnisse an Baukosten erzielt worden, indem sie nicht nur eine bedeutende Verringerung des Mauerwerks zu den Pfeilern, sondern auch eine Vereinfachung sowohl bei der Herstellung, wie bei der Montage der Eisenconstruction herbeiführte.

Ferner liefs sich der bereits mehrfach erwähnte Fußgängerweg unter der Fahrbahn der Brücke weit bequemer und auch in der genügenden Breite anordnen.

Um eine weitere Verringerung der Mauerwerksmassen bei den Mittelpfeilern zu erzielen, wurde eine von der gewöhnlichen Auflagerung größerer Fachwerkträger abweichende Anordnung getroffen, indem je zwei Trägerenden daselbst schachtelartig ineinander greifen und auf einem gemeinschaftlichen Pendellager aufruheten. Es ist also hierbei für zwei aneinander liegende Träger nur ein Stützpunkt geschaffen, und war es möglich, einerseits der Eisenconstruction den Charakter eines leichten continuirlichen Trägersystems zu geben, andererseits wurde statt der sonst üblichen zusammenhängenden Pfeilmassen, welche im vorliegenden Falle wegen der schrägen Lage zur Brückenachse einen besonders schweren und massiven Eindruck gemacht haben würden, unter jedem Stützpunkte zweier Hauptträger hierfür nur ein runder Pfeiler von geringen Dimensionen erforderlich.

Jeder der vier Hauptträger hat ein Geleise zu tragen. Die die Fahrbahn bildenden Querträger und Schienenträger liegen auf den Hauptträgern. Je zwei Hauptträger sind durch die Querträger und den Diagonalverband zu einem Brückenkörper verbunden. Der Abstand der zu einem Brückenkörper gehörigen Hauptträger ist $3,7$ m, also etwas größer als der Geleisabstand, welcher nur $3,5$ m beträgt. Durch die etwas excentrische Anordnung der Hauptträger zu den Geleismitten soll bewirkt werden, daß bei ungleichmäßiger Belastung der zu einem Strang gehörigen Schienen in Folge der Schwankungen der Fahrzeuge kein, oder doch nur ein verhältnißmäßig geringer negativer Auflagerdruck am unbelasteten Ende des Querträgers entsteht, und eine ungünstige Beanspruchung der Niete auf Zug vermieden wird.

Hauptträger. Die Hauptträger sind nach dem System des gleichschenkligen Dreiecks gebildet und haben eine ideelle Höhe von $2,80$ m, d. i. rund $\frac{1}{9}$ der Spannweite, erhalten. Die Feldertheilung bezw. Querträgerentfernung beträgt hierbei $3,7$ m.

Zur Wahrung des Eindruckes der Continuität ist der obere Gurt über den Strompfeilern in gleicher Stärke durchgeführt, indess an dieser Stelle nur mit Schrauben in ovalen Löchern mit den eigentlichen Trägern verbunden.

Zwischen den 40 cm hohen Querträgern liegen die Schienentröge, welche genau wie diejenigen an der Humboldthafenbrücke ausgebildet sind.

Die Fahrbahn zwischen den Schienentrögen ist mit eichenen, 7 cm starken Bohlen, welche quer zur Brückenachse liegen und auf hölzernen Schwellen befestigt sind, abgedeckt.

Zwischen den unteren Gurtungen der beiden mittleren Hauptträger kann demnächst der mehrfach erwähnte Fußgängerweg angeordnet werden; für denselben ist eine lichte Breite von 3,45 m und eine Höhe von 2,8 m vorgesehen, bei der noch genügend Constructionshöhe bleibt für eine obere Ummantelung aus Wellblech zum Schutz der Fußgänger gegen das vom Bohlenbelag abtropfende Regenwasser.

Die Zugänglichkeit der Fußgängerbrücke von beiden Ufern aus ist durch Treppen, welche bis zu 2,5 m Breite in den Durchbrechungen der Uferpfeiler angelegt werden können, herzustellen.

Berechnung. Für die Berechnung waren die beiden mittleren Hauptträger maafsgebend, welche aufser der Betriebslast durch den Bahnverkehr voraussichtlich späterhin zwischen ihren Untergurten noch den Fußgängerweg zu tragen haben werden.

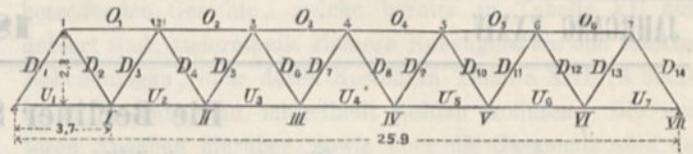
Das Eigengewicht der Brücke einschliesslich des Bohlenbelages und der Schienengestänge wurde zu 1,2 t pro lfd. m Hauptträger geschätzt. Auf jeden Knotenpunkt kommen also $3,7 \cdot 1,2 = 4,44$ t. Hiervon sind nach Schätzung an den Knotenpunkten der oberen Gurtung je 3,33 t, an denen der unteren Gurtung je 1,11 t wirkend angenommen.

Das Eigengewicht des unteren Fußweges ist pro qm mit 0,06 t, d. i. pro Knotenpunkt des Trägers mit 0,37 t in Rechnung gestellt.

Als mobile Belastung durch den Bahnbetrieb ist, wie bei den übrigen Brücken, ein Zug mit zwei schweren Tendermaschinen — je 3 Achsen à 14 t schwer, bei 1,5 m Radstand und 8,5 m Gesamtlänge — sowie mit beladenen Güterwagen — je zwei Achsen à 8 t schwer bei 3,0 m Radstand und 6,0 m Gesamtlänge — der Rechnung zu Grunde gelegt, und als mobile Belastung des Fußgängerweges 0,4 t pro qm oder rund 2,6 t für den unteren Knotenpunkt des Hauptträgers.

Die Ermittlung der Maximalspannungen in den Gurtungen und in den Diagonalen des Trägers ist auf graphischem Wege erfolgt, und zwar sind die durch das Eigengewicht hervorgerufenen Spannungen gesondert von denjenigen durch die Verkehrslast hervorgerufenen betrachtet worden.

Die nachstehende Tabelle enthält eine Zusammenstellung der so ermittelten grössten Spannungen der einzelnen Constructiontheile und zugleich der erforderlichen Querschnittsflächen, welche unter Annahme einer Beanspruchung von 0,75 t pro qcm ermittelt worden sind. Die für die Spannungen bezw. Querschnitte gewählten Buchstaben-Bezeichnungen erklären sich aus der beigelegten Trägerskizze. Die mit + bezeichneten Werthe bedeuten Zugspannungen, die mit — bezeichneten Druckspannungen.



Construc-tionstheile	Spannungen Tonnen			Erforderlicher Netto- Querschnitt qcm
	Eigengewicht	Verkehrslast	Summa	
U ₁	+ 10,4	+ 48,0	+ 58,4	77,9
U ₂	+ 26,1	+ 118,0	+ 144,1	192,1
U ₃	+ 35,5	+ 156,2	+ 191,7	255,6
U ₄	+ 38,5	+ 166,0	+ 204,5	272,6
O ₁	- 18,8	- 87,4	- 106,2	141,6
O ₂	- 31,3	- 142,3	- 173,6	231,4
O ₃	- 37,5	- 166,0	- 203,5	271,3
D ₁	- 19,0	- 86,8	- 105,8	141,0
D ₂	+ 15,2	+ 66,2	+ 81,4	108,5
D ₃	- 13,3	- 66,2	- 79,5	106,0
D ₄	+ 9,5	+ 47,6	+ 57,1	76,1
D ₅	- 7,7	- 47,6	- 55,3	73,7
D ₆	+ 3,9	+ 31,0	+ 34,9	46,5
D ₇	- 2,0	- 31,0	- 33,0	44,0
D ₈	- 2,0	+ 17,0	+ 15,0	= D ₇
D ₉	+ 3,9	- 17,0	- 13,1	= D ₆

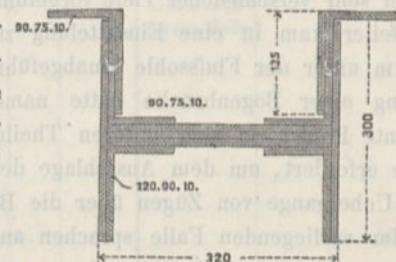
Um der Construction ein möglichst gefälliges Aussehen zu geben, sind die Gurtungen der Hauptträger nach aufsen hin so gebildet, dass sie, abgesehen von den Knotenblechen, als glatte Stäbe von gleicher Breite erscheinen (siehe Ansicht auf Blatt 8). Es wurde demzufolge ein grosser Theil des Querschnittes in die horizontalen Bleche gelegt, womit dann allerdings eine indirecte Uebertragung der Kräfte an die Knotenbleche verbunden war (vgl. Detail auf Blatt 9).

Die Diagonalen sind gleichfalls nach aufsen hin glatt, in möglichst gleichmäfsig nach der Trägermitte hin abnehmender Breite construirt.

Die gedrückten Diagonalen sind direct, d. h. soweit thunlich ohne Vermittelung der Knotenbleche in die Gurtungen der Träger (siehe Blatt 9) übergeführt worden.

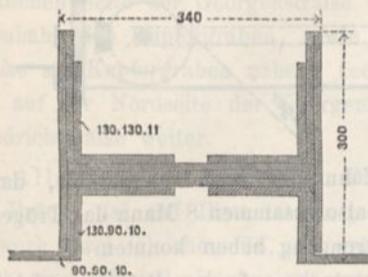
Der Querschnitt der gedrückten Diagonalen besteht im Wesentlichen aus einem durch 4 Winkeleisen gesäumten Bleche; dasselbe ist beim Uebergange in die Gurtungen gebogen und direct mit den horizontalen Blechen derselben vernietet worden. Auch bei den Winkeleisen der Diagonalen ist dies Princip, soweit es thunlich war, in Anwendung gebracht.

Die Querschnitte der Gurtungen sind aus Flach- und Winkeleisen zusammengesetzt. Die obere Gurtung hat in der Trägermitte den nebenskizzirten Querschnitt erhalten.



Die oberen Winkeleisen dienen zur Auflagerung der Querträger und zur Befestigung des Horizontalverbandes. Die verticalen Schenkel dieser Winkeleisen sind nach innen gelegt, um aufsen bequem die Knotenbleche anlegen zu können, wodurch ein häufiges Stossen der Winkeleisen vermieden wird.

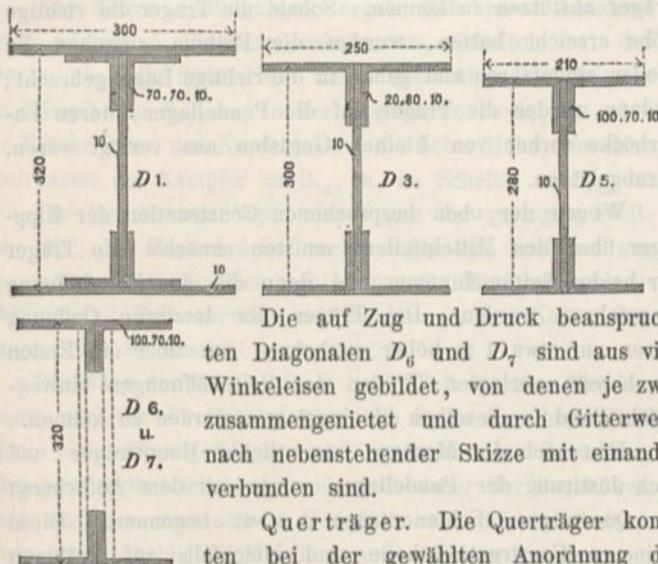
Zur Abführung des Regenwassers sind die Horizontalbleche in Abständen von etwa 370 mm mit 40 · 10 mm weiten Durchbohrungen versehen.



Der Querschnitt der unteren Gurtung ist ganz ähnlich wie derjenige der oberen Gurtung zusammengesetzt; im mittleren Felde hat derselbe die nebenstehende Gestalt.

Nach den Trägerenden hin nehmen die Querschnitte der Gurtungen allmähig ab, was bei der gewählten Zusammensetzung derselben keinerlei Schwierigkeiten hat.

Die nur auf Zug in Anspruch genommenen Diagonalen D_2 , D_4 (s. die beigefügte Trägerskizze) bestehen aus je zwei 20 mm starken Flachstäben von 300 mm bzw. 210 mm Breite. Die nur auf Druck beanspruchten Diagonalen D_1 , D_3 und D_5 haben H-förmige Querschnitte, welche aus Blechen und Winkelisen gebildet sind, wie die beistehenden Figuren zeigen.



Die auf Zug und Druck beanspruchten Diagonalen D_6 und D_7 sind aus vier Winkelisen gebildet, von denen je zwei zusammengenietet und durch Gitterwerk nach nebenstehender Skizze mit einander verbunden sind.

Querträger. Die Querträger konnten bei der gewählten Anordnung der Hauptträger unter den Geleismitten, trotz der weiten Entfernung der letzteren von einander, verhältnismäßig schwach konstruiert werden, weil die Lasten sehr nahe den Auflagerpunkten liegen.

Die Anordnung der Querträger ist auf Blatt 8 dargestellt. Als Querschnitt ist für dieselben ein H-förmiger gewählt, welcher wiederum aus Blechen und Winkeln zusammengesetzt ist. Die Auflagerung der Querträger auf die Hauptträger gestaltete sich äußerst einfach.

Horizontalverband. Zur Aufnahme der durch Winddruck und Seitenschwankungen der Fahrzeuge hervorgerufenen Horizontalkräfte sind zwischen den oberen wie den unteren Gurtungen je zweier zusammengehörigen Träger Diagonalverbindungen angeordnet.

Außerdem sind zwischen den Enddiagonalen kräftige, in der Ebene der Diagonalen liegende Kreuze eingespannt, welche die Horizontalkräfte sicher auf die Auflager übertragen.

Die Auflager. Auf dem linksseitigen Uferpfeiler V sind die festen Auflager angeordnet, so daß in Folge der in einander geschachtelten Kuppelung der unteren Gurtung

der Hauptträger über den beiden Strompfeilern III und IV der ganze Ausgleich der durch die Temperaturdifferenz hervorgerufenen Längenänderung aller 3 Träger auf dem rechtsseitigen Uferpfeiler II stattfindet.

Bei den ungünstigsten Zugstellungen ergab sich der Druck für ein Endauflager zu 90,7 t, für ein Mittelaflager zu 154,4 t.

Die festen Auflager auf Pfeiler V sind als Kipplager in der üblichen Weise konstruiert und in Vorder- und Seitenansicht auf Blatt 9 dargestellt. Die gußeiserne, 60 mm starke, kreisrunde Auflagerplatte hat einen Durchmesser von 750 mm, also eine Grundfläche von rund 4418 qcm erhalten, so daß der Druck auf den Auflagerstein 20,5 kg pro qcm beträgt.

Das Endauflager auf dem rechtsseitigen Uferpfeiler II ist analog dem vorgenannten, indess als bewegliches Lager konstruiert. Zwischen der gleichfalls 60 mm starken Grundplatte und dem unteren Bock des Kipplagers sind 4 Pendel eingeschaltet, welche eine Länge von je 500 mm und einen Durchmesser von 160 mm erhalten haben.

Ein besonderes Interesse bieten die Auflager über den mittleren säulenartigen Strompfeilern III und IV. Das Lager ist auf Blatt 8 in Ansicht und Schnitten detailliert dargestellt.

Je zwei auf einem Pfeiler zusammenstoßende Träger ruhen hierbei mit ihren Stützpunkten auf demselben Kipplager dergestalt auf, daß sie gegen einander wohl eine Drehung, hervorgerufen durch die Durchbiegung, aber keine Verschiebung in der Richtung der Bahnachse unabhängig von einander vornehmen können, sie müssen vielmehr mit einander auf dem gemeinschaftlichen Pendellager nach ein und derselben Richtung hin sich bewegen.

Das Lager unterscheidet sich von einem gewöhnlichen beweglichen Kipplager nur darin, daß auf dem Lagerbock zwei Sättel ruhen. Die Sättel sitzen lose in einander und können sich unabhängig von einander bewegen. Jeder Sattel trägt eins der beiden über demselben Pfeiler zusammenstoßenden Trägerenden. Die Grundplatte des Lagers hat eine achteckige Form von 960 mm größter Breite und 7582 qcm Grundfläche. Der Druck auf die Auflagersteine berechnet sich zu höchstens 20,36 kg pro qcm.

Pfeiler. Die Pfeiler der Brücke, sowohl die Landwie die Strompfeiler, sind behufs Verminderung der Mauerwerksmassen in kleine Pfeiler aufgelöst. Bei den Uferpfeilern werden die einzelnen Theile in Höhe des Auflagers durch Bögen wieder mit einander verbunden, während dieselben bei den Strompfeilern ganz unabhängig von einander bleiben. Diese kleinen Strompfeiler haben die Form von abgestumpften Kegeln und möglichst geringe Abmessungen erhalten; der untere Durchmesser beträgt nur 2,0 m, der obere 1,3 m.

Die Pfeiler sind der Hauptsache nach aus Backstein aufgeführt, die Strompfeiler über Flußsohle ganz mit Quadern aus Basaltlava verblendet, die Uferpfeiler nur in den unteren Theilen und in den Stirnflächen.

Sämmtliche Pfeiler der Strombrücke sind auf Brunnen fundirt. Die Brunnen der Mittelpfeiler haben einen kreisrunden, die der Uferpfeiler einen rechteckigen Querschnitt mit abgestumpften Ecken, genau wie beim massiven Viaduct in der Spree zwischen Michaelbrücke und Jannowitzbrücke erhalten.

Der Brunnenmantel ist aus Klinkern in Cementmörtel, der kräftige Brunnenkranz aus mit Eisen armirten Bohlen gefertigt. Sämmtliche Brunnen haben eine verhältnißmäßige breite Basis und verjüngen sich sehr stark nach oben hin.

Das Absenken der Brunnen erfolgte von festen Gerüsten aus, an welchen die Kränze mittelst Schraubenspindeln aufgehängt waren. Bei den zuerst versenkten Brunnen blieben die Kränze an den Schraubenspindeln aufgehängt, bis sie zur vorgeschriebenen Tiefe abgesenkt waren; bald zeigte sich diese Vorsichtsmaafsregel als unnöthig, und entfernte man die Spindeln bereits, sobald der Brunnen etwa 1 m in den Boden eingedrungen war.

Trotz der schiefen Lage der Pfeiler zur Stromrichtung macht die Brücke einen ganz gefälligen Eindruck; derselbe scheint der Hauptsache nach durch die sehr zierlichen Pfeiler herbeigeführt zu werden, auch dürfte die geringe Anzahl der Träger, welche eine klare Uebersicht der ganzen Eisenconstruction gestatten, nicht ohne Einfluß in dieser Beziehung sein.

Montage. Die Montage der Eisenconstruction gestaltete sich in Folge der günstigen Lage der Fabrik, welche sich in unmittelbarer Nähe der Spree, kaum 150 m unterhalb der Baustelle befindet, äußerst einfach.

Feste Gerüste waren nicht erforderlich, dieselben wären auch für den lebhaften Schiffsverkehr störend gewesen.

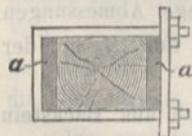
Die einzelnen Brückenjoche, bestehend aus zwei Hauptträgern mit oberem und unterem Windverband, sowie den Kreuzen an den Enden, wurden in der Fabrik vollkommen fertiggestellt und alsdann vom Ufer aus über Geleise auf zwei große fest miteinander verbundene Prähme gefahren. Die Träger erhielten hierbei eine Neigung von 45° gegen die Längsachse der Prähme, welcher Winkel der Neigung der Brücke zum Stromstrich entspricht.

Auf jedem Prahm waren zwei verticale Schraubenspindeln von je 65 mm Durchmesser in besonders kräftigen Böcken aufgestellt. Auf den Spindeln bewegten sich Spindelschuhe mit Muttergewinde, welche ein gemeinschaftlicher starker Querträger umfaßte. Die beiden Querträger (einer in jeden Prahm) trugen das einschließliche Versteifungshölzer etc. etwa 35000 kg schwere Brückenjoch, und zwar war letzteres in den dritten Knotenpunkten, von den beiden Enden aus gerechnet, unterstützt, so daß drei Siebentel der Trägerlänge zwischen den Stützpunkten sich befanden und je zwei Siebentel der Länge an jedem Ende überragten.

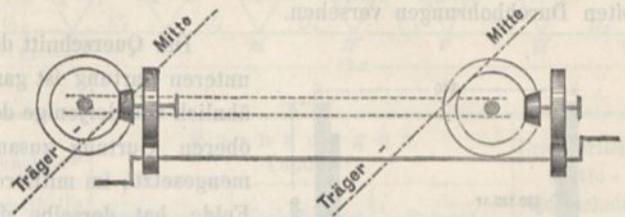
Die Zugdiagonalen in den Endfeldern hatten in Folge dieser Unterstützungsweise einen geringen Druck aufzunehmen. Um dieselben hierzu geeignet zu machen, wurden zwischen den zu einer Diagonale gehörigen Flacheisen *a, a* nach nebenstehender Skizze Balken eingezogen und in Entfernungen von rund 400 mm durch kräftige Riegel mit den Flacheisen verbunden, so daß ein Ausweichen der letzteren nicht mehr möglich war.

Die Spindeln gestatteten ein Anheben der Träger um 4,6 m.

Das Drehen der Spindeln erfolgte nach nachstehender Skizze mittelst conischer Zahnräder und Vorgelege. Um ein ungleichmäßiges Drehen der Spindeln und damit ein Kanten der Spindelschuhe zu vermeiden, saßen die Kurbeln



zu den Vorgelegen beider in einem Prahm befindlichen Spindeln auf einer gemeinschaftlichen Welle. Das Ueber-



setzungsverhältniß der Zahnräder war so gewählt, daß 2 Mann an jeder Kurbel, also zusammen 8 Mann das Trägerpaar ohne besondere Anstrengung heben konnten.

Nachdem das Brückenjoch auf den Prähmen richtig gelagert war, erfolgte zunächst die Hebung desselben bis zur halben erforderlichen Höhe. In dieser Lage wurden die Träger stromaufwärts bis zur Baustelle gefahren, indem die Prähme durch Leinen von beiden Ufern aus eine sichere Führung erhielten.

An Ort und Stelle angelangt, erfolgte zunächst das Anheben der Träger bis zur vollen erforderlichen Höhe. Hierbei wurde die Vorsicht beobachtet, daß neben den Spindeln Unterklotzungen mit hochgebaut wurden, um jederzeit die Träger abstützen zu können. Sobald die Träger die richtige Höhe erreicht hatten, wurden die Prähme zwischen die Pfeiler eingefahren und genau in die richtige Lage gebracht; alsdann wurden die Träger auf die Pendellager, deren Lagerböcke vorher von kleinen Gerüsten aus verlegt waren, herabgelassen.

Wegen der oben besprochenen Construction der Kipp lager über den Mittelpfeilern mußten zunächst die Träger der beiden Seitenöffnungen und dann die der Mittelöffnung eingefahren werden. Die Träger der letzteren Oeffnung waren um etwa 1 m höher zu heben, um über die Enden der bereits verlegten Träger der Seitenöffnungen hinweggeführt und in dieselben hineingelassen werden zu können.

Erst nach der Montage sämtlicher Hauptträger und nach Justirung der Pendellager wurde mit dem Aufbringen der Querträger, Schienentröge u. s. w. begonnen. Diese kleineren Constructionstheile sind gleichfalls auf Prähmen herangeschafft und von den bereits fertigen Hauptträgern aus hochgezogen worden.

Kosten. Nach den Gewichtsberechnungen ergibt sich das Gesamtgewicht des eisernen Ueberbaues der Strombrücke einschließliche der Fahrbahnconstruction, jedoch ohne die Geländer, zu 384191 kg.

Die Horizontalprojection der Eisenconstruction, zwischen den Enden der Querträger und den Auflagermitten auf den Uferpfeilern gemessen, ist rund 1229 qm.

Das Gewicht des Ueberbaues pro qm ergibt sich demnach zu rund 313 kg. Der Grundpreis pro kg Eisen betrug 28 Pf. einschließliche der Montage, der Rüstungen, sowie eines viermaligen Oelfarbenanstriches.

Die Gesamtkosten des eisernen Ueberbaues, einschließliche des Bohlenbelages und der Geländer, stellten sich auf 128239 \mathcal{M} , d. i. 104 \mathcal{M} pro qm, und diejenigen der ganzen Brücke, einschließliche der Pfeiler nebst Fundamenten und sämtlicher Nebenarbeiten, mit Ausnahme des Oberbaues, und zwar zwischen den Außenkanten der Landpfeiler gerechnet, bei rund 1283 qm Grundfläche, auf 225949 \mathcal{M} , d. i. pro qm Grundfläche auf 176 \mathcal{M} .

4. Brücke über den Kupfergraben und die Strafe
am Kupfergraben.
(Blatt 10.)

Bei ihrem Uebergange von der Museumsinsel nach der nördlichen Seite der Georgenstraße überschreitet die Stadt-Eisenbahn den Kupfergraben, sowie im Anschluß daran die Strafe am Kupfergraben nahezu rechtwinklig und geht von dort auf der Nordseite der Georgenstraße entlang bis zur Friedrichstraße weiter.

Allgemeine Anordnung. Die allgemeine Anordnung der Brücke ist auf Blatt 10 dargestellt; hiernach hat das Bauwerk zwei gleiche, 26,4 m weite Oeffnungen, welche durch eine schmiedeeiserne, auf steinernen Pfeilern ruhende Bogenconstruction überbrückt sind.

Die Bahnachse liegt an der Uebergangsstelle in der Geraden, das Planum horizontal, die Schienenunterkante 6,77 m über der Strafenkrone und 7,0 m über dem Hochwasser des Kupfergrabens. Für die Unterführung war vorgeschrieben, daß an der Trottoirkante, in 10,35 m Abstand von der zukünftigen Strafenmitte bzw. von dem Bogenscheitel, noch eine lichte Höhe von 4,4 m vorhanden sein solle.

Aus diesen Bedingungen ergab sich unter Annahme einer minimalen Constructionshöhe im Scheitel bei der Brücke über die Strafe die lichte Höhe über dem Pflaster am Kämpfer zu 3,25 m, in der Bogenmitte zu 5,76 m, bei der Brücke über den Kupfergraben die lichte Höhe über dem Hochwasser am Kämpfer zu 3,48 m, im Scheitel zu 5,49 m.

Die Verhältnisse lagen also wegen der geringen Pfeilhöhe für eine Bogenbrücke recht ungünstig, und war aus diesem Grunde, anfänglich wenigstens, für die Strafenunterführung eine Balkenbrücke mit Säulen an den Kanten der Bürgersteige in Aussicht genommen.

Die Nähe der Museumsinsel liefs indess für diese Brücke, ebenso wie für die Brücke über die Spree am Park Monbijou, eine etwas gefälligere und monumentale Gestaltung wünschenswerth erscheinen, und wurde daher der Bogenform, trotz mancher constructiven Bedenken und Schwierigkeiten, sowie trotz erheblicher Mehrkosten der Vorzug gegeben.

Die architektonische Ausbildung der Brückenpfeiler u. s. w. ist auf Grund einer Skizze erfolgt, welche seiner Zeit von dem Architekten der Museumsverwaltung im Auftrage dieser Behörde gefertigt worden war.

Der eiserne Ueberbau. Die Eisenconstruction ist in der Weise angeordnet, daß für jedes Geleis ein besonderer Ueberbau, dessen beide Hauptträger in 2,3 m Entfernung von einander liegen, vorhanden ist.

In Folge der für die Bahnstrecke auf der Museumsinsel vorgeschriebenen Vergrößerung der Entfernung der mittleren Geleise auf 5,0 m divergirt auf der Brücke die Richtung der südlichen Geleise etwas mit der Richtung der Bahnachse und der parallel zu letzterer gelegenen beiden nördlichen Geleise.

Die hierdurch veranlaßte Vergrößerung der Spannweite der südlichen Geleise ist indess so gering, daß der für diese größere Spannweite construirte Ueberbau auch für die übrigen Geleise zur Verwendung gekommen ist.

Hauptträger. Die Hauptträger sind als elastische Bogenträger mit zwei Kämpfergelenken, ähnlich wie die bei der Spreebrücke am Schiffbauerdamm construiert.

Jeder Bogenträger, dessen Spannweite 26,55 m bei 2,54 m ideeller Pfeilhöhe beträgt, hat einen constanten und symmetrisch angeordneten Querschnitt. Das gewählte, 500 mm hohe Profil besteht aus einer 12 mm starken Verticalplatte und zwei, aus je zwei Winkeleisen von 90·90·12 mm und zwei Platten von 380·12 mm gebildeten Gurtungen.

Auf der oberen Gurtung des Bogens stehen die bei den äußeren Trägern aus einem I-Eisen, bei den inneren Trägern aus zwei Winkeleisen gebildeten Verticalen, welche den aus zwei Winkeleisen hergestellten horizontalen Längsbalken tragen. Auf diesen horizontalen Längsbalken, und zwar direct über den in 0,885 m Entfernung von einander angeordneten Verticalen, liegen H-förmige eiserne Querswellen, welche den Oberbau tragen.

Bei den äußeren sichtbaren Hauptträgern sind, um eine gute ästhetische Wirkung zu erzielen, die Verticalen und ihr Anschluß, sowohl an den Bögen, wie auch an den horizontalen Längsbalken, in anderer Weise gestaltet, als bei den innen liegenden Hauptträgern.

Blatt 10 enthält in der Gesamtansicht die beiden Anordnungen gegenübergestellt. Die Verticale zunächst dem Auflager ist ganz dicht an das Ende des Trägers gerückt, um den Zwischenraum zwischen derselben und dem aufgehenden Mauerwerk so schmal wie möglich zu erhalten.

Auflager. Die Auflager des Bogens sind als Gelenke construiert, da sich solche leicht und genau ausführen lassen, während ein stumpfes Aufstellen der Bogenenden auf die Auflager, so daß Kämpferfläche des Bogens und Auflagerfläche des Lagerbockes sich überall genau berühren, wenn überhaupt ausführbar, so doch schwieriger ist; außerdem kann nach der Montage eine etwa vorzunehmende Nachregulirung bei vollem Auflager kaum mehr vorgenommen werden.

Das Lager wird durch zwei Gußstahlkörper gebildet, welche durch 25 mm starke cylindrische Bolzen mit dem Bogen verbunden sind. Conische Bolzen, wie solche gewöhnlich zur Anwendung kommen, erschienen weniger empfehlenswerth, weil die durch Aufreiben hergestellten conischen Löcher im Durchschnitt weniger genau werden, als cylindrische Durchbohrungen, und bei letzteren ein sicheres Anliegen des Bolzenumfangs im Allgemeinen wahrscheinlicher ist, als bei den durch Aufreiben hergestellten conischen Löchern.

Der an seiner oberen Fläche cylindrisch abgehobelte gußstählerne Stützkeil liegt innerhalb des gußeisernen Lagerkörpers auf einem anderen, gleichgeneigten Keile auf, durch dessen Antreiben ein Höherstellen des ersteren bewerkstelligt werden kann. Zur seitlichen Feststellung desselben sitzen im Lagerkörper noch zwei weitere Keile.

Der eigentliche Lagerbock ist aus Gußeisen gefertigt. Die untere Lagerfläche ist gerippt, die Fuge zwischen Lagerbock und Auflagerquader mit Hartmetall (Legirung aus Blei und Antimon) vergossen.

Der größte, bei voller Belastung der Brücke auftretende Auflagerdruck beträgt 117,2 t, die Lagerfläche des Bockes 2700 qcm, mithin der Druck auf den Auflagerstein von Granit 43,4 kg pro qcm.

Querverbindungen. Je zwei zu einander gehörige Hauptträger sind durch Vertical- und Horizontalverband zu einem Brückenkörper vereinigt. Verticale Querverbindungen

befinden sich bei jeder dritten Verticalen; dieselben sind aus zwei Winkeleisen gebildet.

Eine Horizontalversteifung liegt in halber Höhe zwischen den beiden Bogengurtungen.

Gekreuzte Zugbänder sind hierbei mit Rücksicht auf das unausbleibliche Geräusch gänzlich vermieden, statt dessen ist ein Dreieckverband aus steifen Winkeleisen angeordnet. Die Diagonalen reichen über drei Felder der verticalen Zwickeltheilung hinweg, und fallen die Knotenpunkte des Horizontalverbandes jedesmal mit denen der verticalen Querverbindungen zusammen.

Die Anordnung des Horizontalverbandes in der neutralen Faser des Bogenquerschnittes verursachte allerdings etwas schwierigere Anschlüsse an den Bogen; es wurde indess diese Lage gewählt, um später, wenn erforderlich, eine Verschalung auf der unteren Gurtung des Bogens anbringen zu können.

Ein zweiter Horizontalverband in Höhe des oberen Längsträgers erschien nicht erforderlich. Die große Anzahl von Querträgern und ferner die häufigen, zwischen den Verticalen eingespannten Querverbindungen dürften genügen, um jegliche in der Fahrbahn auftretenden Horizontalkräfte sicher auf den Bogen zu übertragen.

Querträger. Die 250 mm hohen, Π -förmigen Querträger, welche 0,885 m von einander entfernt liegen, reichen jedesmal nur über zwei Hauptträger hinweg. Auf den Querträgern lagern eichene Holzklötze, auf welche, wie auf

Blatt 10 dargestellt, die eisernen Langschwelen des Oberbaues aufgebolzt sind.

Ueber die beiden äußeren Hauptträger ragen die Querträger consolatartig um ca. 1,1 m hinaus und bilden daselbst das Auflager zu einem Fußgängerwege.

In und zwischen den Geleisen ist die Brücke in Höhe der Schienen mit einem 50 mm starken Bohlenbelag abgedeckt; die Fußgängerwege haben einen Asphaltbelag auf einer Unterlage von verzinktem Eisenwellblech erhalten.

Seitlich ist die Brücke mit einem, auf Blatt 10 in größerem Maßstabe dargestellten gußeisernen Geländer abgeschlossen.

Entwässerung. Von allen größeren Brücken der Stadtbahn ist nur bei der Kupfergrabenbrücke mit Rücksicht auf die gleichzeitige Unterführung der Strafe eine wasserichte Abdeckung und eine regelrechte Entwässerung der Fahrbahn angeordnet.

Zu diesem Zwecke sind zwischen den horizontalen Längsträgern der Hauptträger 5 mm starke verzinkte Hängebleche eingienietet. An den tiefsten Stellen sind die Bleche durchlöchert. Die Löcher haben 20 mm Durchmesser, sind in Entfernungen von 150 mm angeordnet und dienen zum Abführen des auf die Brücke niederfallenden Tagewassers in die unter den Blechen angeordneten Zinkrinne. Die Rinne laufen parallel zur Längsrichtung der Brücke und haben Gefälle nach dem Widerlager hin, woselbst sie in eine Sam-

Zusammenstellung der Gewichte und Kosten der größten eisernen Brücken der Berliner Stadt-Eisenbahn.

Nr.	Bauwerk	Zahl der Oeffnungen	Spannweite d. Oeffnungen in Richtung der Bahnachse m	Länge der Eisenconstruction zwischen den Endauflagern m	Breite der Eisenconstruction zwischen den Enden der Querträger m	Fläche der Eisenconstruction qm	Zahl der Hauptträger pro Oeffnung	Constructionssystem der Hauptträger	Gewicht der Hauptträger		Gewicht d. Quer- u. Horizontal-Verbandes		Gesamtw. d. Brückenbauwerk kg	Gewicht der Schienenträger kg	Art der Schienen-Auflagerung	Art der Fahrbahn-Abdeckung	Gewicht d. Neb.-constr., Auflager, Fußw.- u. Geländerunterstütz. etc.		Gesamtw. d. Eisenconstruction			Kosten d. Eisenconstruction incl. Fahrbahn-Abdeckung u. Geländer			Einheitspreis pro kg Eisen, Stahl etc. im Durchschnitt %	Gesamtlänge der Brücke, zwischen den Außenkanten der Endpfeiler gerechnet, qm	Gesamtkosten d. Brücke incl. Widerlagsmauern m. Fundament-, Geländer, Bohlenbel. u. allen Nebenarb. excl. Oberbau			
									im Ganzen kg	pro lfd. m Eisenconstruction kg	im Ganzen kg	pro lfd. m Eisenconstruction kg					im Ganzen kg	pro lfd. m Eisenconstruction kg	im Ganzen M	pro lfd. m Eisenconstruction M	pro qm Eisenconstruction M	im Ganzen M	pro lfd. m Eisenconstruction M	pro qm Eisenconstruction M			im Ganzen M	pro lfd. m Brücke M	pro qm Brückenfläche M	
1	Brücke über die Spree am Schiffbauerdamm	1	49,864	49,864	31,95	1593	6	Elastischer Bogenträger mit Kämpfergelenken	521342	10455	116065	2328	111900	—	Auf d. Bekiesung d. Buckelplatten	Buckelplatten mit Bekiesung	140897	2826	890294	17854	559	286722	5751	180	32,2	1593	408432	8191	256	
2	Brücke über den Humboldthafen	5	30,20 resp. 31,00	153	16,4—20,6	2800	8	Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen	456673	2985	31494	206	83658	220904	1444	In Schienenträgen	Imprägnirter Bohlenbelag	59029	386	851848	5568	304	283800	1855	101	28	2947	498000	3178	169
3	Brücke über die Spree bei Bellevue	3	25,9	77,7	15,82	1229	4	desgl.	179444	2309	18630	240	45919	112560	1449	In Schienenträgen	Imprägnirter Bohlenbelag	27648	356	384191	4945	313	128239	1650	104	28	1283	225949	2786	176
4	Brücke über den Kupfergraben und die Strafe am Kupfergraben	2	26,55	58,42	15,9	844	8	Elastischer Bogenträger mit Kämpfergelenken	150944	2843	20129	379	43498	—	Direct mittelst Holzklötze auf d. Querträgern	Hängebleche mit Bekiesung	61121	1151	275692	5192	327	100180	1887	119	28,5	1066	199201	2973	187	

Spalte 7 (Fläche der Eisenconstruction) der vorstehenden Tabelle giebt die gesammte Grundfläche der Brückenfahrbahn zwischen den Enden der Querträger einerseits und den Auflagermitten auf den Endpfeilern andererseits gemessen an, nur bei Nr. 4, Brücke über den Kupfergraben, ist die Grundfläche des breiten Mittelpfeilers in Abzug gebracht, weil sonst die Gewichtsangabe pro qm Grundfläche in Spalte 24 verhältnißmäßig zu günstig ausgefallen wäre; außerdem ist bei derselben Brücke zur Bestimmung der Eisengewichte

pro lfd. m Brücke, Spalte 11—13, 20 und 23, sowie des Einheitspreises der Eisenconstruction nicht durch die Gesammtlänge der Brücke 58,42 m (cfr. Spalte 5), sondern durch 53,1 m, das ist die Länge der beiden eisernen Ueberbauten abzüglich der Breite des Mittelpfeilers, dividirt worden.

In den Spalten 30, 31 u. 32 sind bei sämtlichen Brücken die Kosten für den zur Herstellung der Pfeiler verwendeten Cement nicht mit gerechnet, da keine hinreichend

meirinne münden, welche das Wasser senkrechten Abflöhröhren zuleitet.

Zur Vermeidung bezw. zur Milderung des durch die Züge verursachten Geräusches sind die Hängebleche mit einer Kieslage bedeckt.

Berechnung. Die Berechnung der Bogenträger erfolgte hier, wie bei der Brücke über die Spree am Schiffbauerdamm, unter Zuhilfenahme der graphischen Methode, welche Professor Mohr in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover, Jahrgang 1870, veröffentlicht hat.

Der Berechnung ist eine gleichmäßige über die Horizontalprojection vertheilte Belastung von 3,2 t pro qm zu Grunde gelegt, von welcher 0,8 t auf das Eigengewicht der Brücke entfallen, der Rest auf die mobile Belastung gerechnet ist.

Die Montage der Brücke bot keinerlei Schwierigkeit; die Träger kamen fertig vernietet in zwei Hälften zur Baustelle. Der Stoß für die beiden Hälften befand sich im Scheitel und war so angeordnet, daß das verticale Blech sowie die vier horizontalen Bleche genau im Scheitel, die vier Winkeleisen dicht neben dem Scheitel gestofsen wurden.

Die Pfeiler. Die Pfeiler der Brücke, welche mit Rücksicht auf die geringe Pfeilhöhe des Bogens sehr kräftig construirt werden mußten, sind auf Beton zwischen Spundwänden fundirt. Der Kern der Pfeiler ist in Backsteinmauerwerk aufgeführt, die sichtbar bleibenden Flächen sind mit Granit bekleidet. Die äußere Erscheinung der Brücke darf als eine sehr günstige bezeichnet werden.

Die Kosten. Nach den Gewichtsberechnungen ergibt sich das Gesamtgewicht des eisernen Ueberbaues beider Brückenöffnungen einschließlic der Fahrbahnconstruction, jedoch ohne Geländer, zu 275692 kg.

Die Horizontalprojection der Eisenconstruction zwischen den Brückengeländern einerseits und den Auflagermitten andererseits ist rund 844 qm. Das Gewicht des eisernen Ueberbaues pro qm ergibt sich demnach zu rund 327 kg.

Der Grundpreis pro kg Eisen betrug einschließlic der Montage, der Rüstungen, sowie eines viermaligen Oelfarbenanstriches 28,5 Pf.

Die Gesamtkosten des eisernen Ueberbaues, einschließlic des Bohlenbelages und der Geländer stellten sich auf 100180 M oder auf 119 M pro qm, und diejenigen der ganzen Brücke, einschließlic der Pfeiler nebst Fundamenten und sämtlicher Nebenarbeiten, mit Ausnahme des Oberbaues, und zwar zwischen den Außenkanten der Endpfeiler gerechnet, bei rund 1066 qm Grundfläche auf 199201 M oder pro qm auf 187 M.

Im Anschluß an die Besprechung der größeren eisernen Brücken der Stadtbahn möge hier noch eine Tabelle folgen, in welcher die Dimensionen der Brücken, die Constructionsort derselben, die Eisengewichte der Constructionstheile im Einzelnen sowie in ihrer Gesammtheit, die Kosten der Ausführung u. s. w. übersichtlich zusammengestellt sind.

genauen Angaben über den Cementverbrauch mehr vorhanden waren.

Die Tabelle liefert für die drei zuletzt aufgeführten Brücken fast genau übereinstimmende Resultate.

Am leichtesten in Bezug auf Gewicht pro qm Grundfläche stellt sich der eiserne Ueberbau der Humboldthafenbrücke mit 304 kg, demnächst folgt die Spreebrücke am Schloßpark Bellevue mit 313 kg und schließlich die Kupfergrabenbrücke mit 327 kg.

Aus vorstehenden Gewichtsangaben unmittelbar auf eine mehr oder minder sachgemäße Materialvertheilung bei den einzelnen Brückensystemen zu schließen, erscheint nicht angängig, da die verschiedene Breite und Spannweite der Brücken, ferner die durch äußere Umstände bedingte verschiedenartige Fahrbahnconstruction u. s. w. einen wesentlichen Einfluß auf die Höhe des Einheitsgewichtes hat.

So z. B. wird das Gewicht pro qm Grundfläche bei der Humboldthafenbrücke, trotz der größeren Spannweite be-

sonders gering, weil in Folge Gabelung der Geleise die Grundfläche der Brücke verhältnißmäßig groß geworden, ohne daß das Gewicht der Eisenconstruction, abgesehen von den etwas längeren Querträgern, durch die Verbreiterung der Brückenbahn zugenommen hätte.

Ferner erscheint in der Tabelle das Gewicht für die Spreebrücke am Schloßpark Bellevue verhältnißmäßig höher, weil die Hauptträger darauf berechnet sind, außer den Geleisen noch die nicht unbedeutenden Lasten der Fußgängerbrücke zu tragen.

Schließlich ergeben bei der Brücke über den Kupfergraben die Spalten 20 u. 21 der Tabelle und in Folge dessen auch die Spalten 23 u. 24 ein sehr hohes Gewicht im Vergleich zu den beiden anderen Brücken, weil die unter der Fahr-

bahn angeordneten 5 mm starken Hängebleche, welche pro qm rund 40 kg wiegen, mit gerechnet sind.

Die sub 1 der Tabelle aufgeführte Spreebrücke am Schiffbauerdamm, welche nicht nur nahezu die doppelte Breite und Spannweite wie die drei übrigen Brücken besitzt, sondern auch eine ganz dichte und schwere Fahrbahnconstruction erhalten hat, kann naturgemäß zu einem Vergleich nicht herangezogen werden.

Gegenüber den beiden steinernen Brücken, deren Kosten früher angegeben wurden, stellen sich die eisernen Brücken, mit Ausnahme der Spreebrücke am Schiffbauerdamm, trotz der ungünstigeren Fundirungen etwas billiger, bei ersteren kam das qm auf 193 bezw. 222 \mathcal{M} zu stehen.

(Fortsetzung folgt.)

Der Dom zu Mainz.

(Fortsetzung, mit Zeichnungen auf Blatt 55 und 58 im Atlas.)

Nicht fünfzig Jahre seit der zweiten Domweihe verfloßen, als abermals ein Brand das Gebäude verheerte. Marianus Skottus¹⁾ berichtet als Augenzeuge, daß die Kathedrale und drei andere Kirchen in der Pfingstwoche, zwischen 24.—30. Mai 1081 abgebrannt seien; auch eine große Zahl von Gebäuden der Stadt wird vom Feuer zerstört, so daß die Quellen²⁾ theilweise die ganze Stadt als niedergebrannt bezeichnen. Da in den Städten damaliger Zeit die Häuser vorwiegend noch Holzbauten waren, so ist der Umfang einer Verheerung durch Feuer ebensowohl erklärlich, als die andere Angabe, daß fünfzehn Jahre später, 1096, bei dem großen Judenmord abermals der größte Theil der Stadt abgebrannt sei.³⁾ Bei Holzbauten war die Herstellung rasch möglich gewesen und im gegebenen Fall das Schicksal das nämliche.

Welchen Einfluß der Brand von 1081 auf den Dom gehabt, erfahren wir zunächst nicht. Das Feuer von 1096 scheint denselben, da einer Zerstörung keine Erwähnung geschieht, gar nicht berührt zu haben; selbst der erzbischöfliche Palast, in dessen Räumen die Juden Zuflucht gesucht

hatten, ward nicht verbrannt, wenngleich er von den Verfolgern erstürmt wurde.¹⁾

Gelegentlich des Todes des Kaisers Heinrich IV. am 7. August 1106 geschieht nun des Domes in einer Weise Erwähnung, daß daraus die vorausgegangenen Ereignisse einigermaßen Licht empfangen und ein höchst bedeutsamer Abschnitt in der Baugeschichte festgestellt wird.

In jener schmerzfüllten Klage auf den Tod Heinrich's IV., welche ein treuer Anhänger desselben, vermuthlich in Regensburg, an einen gleichgesinnten Freund gerichtet hat,²⁾ gedenkt er auch des schweren Verlustes, der für Mainz und seinen Dom mit dem Hinscheiden des Kaisers verbunden war. Welcher Zierde sei die Stadt verlustig gegangen mit jenem kunstsinnigen Herrscher, der ihren Dom aus den Trümmern wieder sollte erstehen lassen. Wäre es ihm vergönnt gewesen, die letzte Hand an die Vollendung des Domes zu legen, dessen Bau er begonnen, so würde Mainz mit dem Speyerer Dom um den Vorzug ringen, nachdem Heinrich diesen von Grund auf neu erbaut und in seinen gewaltigen Massen, wie im bildlichen Schmuck vollendet habe, so daß dieses Werk vor allen Werken der Fürsten des Alterthums des Lobes und der Bewunderung werth sei.

Der Verfasser dieses Lebensbildes ist unbekannt; dagegen hat er dem Kaiser nahe gestanden und schrieb seine Aufzeichnungen unmittelbar nach dem Tode Heinrich's nie-

1) Marian. Scott. M. G. SS. V, 562: Mogontia civitas intra octavas pentecosten ex parte maiore et monasterium episcopale aliaque tria monasteria igne consumta. Vergl. Annal. Ottobur. M. G. SS. V, 7. Monasteria Mogontiae et Babenberg exusta sunt. — Zum Jahre 1069 ist noch die Weihe der Bartholomäuscapelle bei der Klausen am Dom zu verzeichnen. Vergl. Will, a. a. O. S. 190, No. 50. Wenn Bodmann nach einer von Will mitgetheilten Angabe diese Klausen, welche dem Marian. Scott. seitdem diente, „dicht an der nun abgerissenen Stiftskirche zu U. L. Fr.“ will gesehen haben, so ist das eitel Einbildung, da ein Oratorium des Domes mit dessen Klausen nicht vom Kern des Gebäudes gänzlich getrennt und gar an der räumlich mit dem Dom nicht zusammenhängenden Liebfrauenkirche unmöglich angebaut sein konnte. Zur Bestimmung der Bartholomäuscapelle ist es indess gewiß nicht gleichgiltig, daß um 1230 eine Altarstiftung zu Ehren des heil. Bartholomäus (s. unten z. d. J.) vorkommt. Es liegt die Vermuthung nahe, daß dieselbe an den Titel der alten Bartholomäuscapelle anknüpfte. Ihre Stelle dürfte am ehesten an der Nordwestseite des Domes vermuthet werden.

2) Walram epps Numburg. M. G. SS. I, 275: Caput Galliae atque Germaniae Moguntiam consumsit ignis infra Pentecosten anno qui tunc erat 1081 incarnationis Dominicae.

3) Ann. Wirzib. M. G. SS. II, 246. Apud Mogontiam Judei numero virorum ac mulierum et infantum mille et 14 interfecti sunt et maxima pars civitatis exusta est. — Ann. Hildesh. in M. G. SS. III, 106. Maxima pars civitatis exusta est.

1) Hennes, Erzbischöfe von Mainz, 3. Aufl. S. 94 ff. Vergl. Giesebrecht, Geschichte der deutschen Kaiserzeit, 3. Aufl. 3. Bd. S. 675 ff. Gleichzeitige Nachrichten bei Will, a. a. O. S. 227, Nr. 18.

2) Vita Heinrici IV. imper. M. G. SS. XII, 270, 41 sq. Heu Mogontia, quantum decus perdidisti, quae ad reparandam monasterii tui ruinam talem artificem amisisti! Si superstes esset, dum operi monasterii tui, quod inceperat, extremam manum imponeret, nimirum illud illi famoso Spirensi monasterio contenderet, quod ille a fundo fundatum usque mira mole et sculptili opere complevit, ut hoc opus super omnia regum antiquorum opera laude et admiratione dignum sit. Qualem enim ornatum ex auro, argento, lapidibus preciosis et sericis vestibis illi monasterio contulerit, difficile est credere nisi cui contigerit et videre. Vgl. Wattenbach, Deutschlands Geschichtsquellen. 4. Aufl. 1877, II. S. 75. Früher war Lüttich oder Mainz, dann Würzburg als Ort der Abfassung in Vorschlag gebracht worden. Vergl. Giesebrecht, a. a. O. Gleichzeitige Quellenwerke in Deutschland, S. 1050 ff. Neuerlich glaubt A. Koch, Vita Heinrici IV. Jena. Inaug. Dissert. 1882, S. 59 ff. unter eingehender Begründung in Ostfranken, speciell in Baiern und zwar in Regensburg den Verfasser suchen zu sollen.

der. Mag der Ursprung nach Regensburg, Würzburg oder Mainz zurückführen, so darf bei dem Verfasser über eine so augenfällige Thatsache, wie den Bau des Domes zu Mainz, welche zudem bis in die letzten Lebenstage des Kaisers, somit in die jüngste Vergangenheit hereinreicht, genügende Kenntniß angenommen werden. Den Gegenstand des Vergleichs, den Speyerer Dom mit seinen Schätzen, kennt er offenbar aus eigener Anschauung; warum wäre also an der Verlässigkeit seiner Mittheilung über den Mainzer Dombau zu zweifeln? Handelt es sich doch hier um tatsächliche Verhältnisse, deren Richtigkeit unter die Augen einer ganzen Bevölkerung und der weitesten Kreise gestellt war.

Inhaltlich stimmt die Angabe mit den Umständen durchaus zusammen: Stadt und Klerus¹⁾ waren dem Kaiser zugethan und standen bis zuletzt auf seiner Seite; Grund genug, um den Kaiser zu einem großartigen Gnadenerweis, der Wiederaufbauung des Domes zu veranlassen.

Bedauerlicher Weise bricht der Faden der Erzählung alsbald wieder ab,²⁾ und über drei Jahrzehnte verstreichen, bis wir über die Domgeschichte etwas vernehmen. Ist es zunächst nach Chronistenart wiederum nur eine Feuersbrunst, welche aus dem Jahre 1137 gemeldet wird, so knüpft sich daran jedoch eine Angabe, welche um so werthvoller ist, als sie die vorausgegangenen Mittheilungen zur Baugeschichte in einem gewissen Sinne bestärkt und vervollständigt.

In Verbindung mit dem am 23. Juni 1137 erfolgten Tode Erzbischofs Adalbert I.³⁾ wird von den Quellen eines Brandes erwähnt, der um dieselbe Zeit, anscheinend kurz nachher, einen großen Theil der Stadt, sowie den Dom einäscherte. Die *Annales Palidenses*⁴⁾ heben dabei hervor, daß es eben der verstorbene Adelbert gewesen, welcher die jetzt vom Feuer verheerte Kathedrale mit einem prachtvollen Dache versehen hatte. Die Zeit, wann dies geschehen, und das Maaß der Beschädigung durch diesen Brand erfahren wir nicht.⁵⁾

1) Erzbischof Ruthard von Mainz stand bei Heinrich IV. in Gnaden, bis er 1098 wegen des Judenmordes zu Mainz vom Kaiser zur Rechenschaft gezogen ward und von nun an den Gegnern desselben sich anschloß (Vergl. Will, a. a. O. Nr. 25, S. 228 und Einl. LVIII.). Wollte man auch annehmen, daß durch die Störung der seitherigen Beziehungen zwischen Kaiser u. Erzbischof, sowie durch Ruthard's zeitweilige Verdrängung von seinem Sitz von diesem Zeitpunkte an der Fortgang des Dombaues ins Stocken gerathen wäre, so war der vorhergegangene Zeitraum lang genug gewesen, um eine beträchtliche Förderung des Unternehmens während dessen zu ermöglichen. Jedenfalls kann aus diesen Zwischenfällen kein Einwand gegen die Mittheilung der Vita Heinrici hergeleitet werden.

2) Auch die zeitgenössischen Mittheilungen über die große Fürstenversammlung zu Mainz unter Heinrich V. bleiben ohne Belang für die Geschichte des Domes. Vgl. Will, a. a. O. S. 237, No. 63.

3) *Annal. Sax. M. G. SS. VI, 774. Eodem tempore apud Germaniam obiit Adelbertus Mogontiacensis ae, et magna pars eiusdem civitatis igne cremata est. . . Eodem anno multa incendia vastata sunt loca, scilicet Mogontiense Spirense, Strassburgenseque monasteria — Ann. Hildesh. M. G. SS. III, 115 [1137]. Adelbertus Moguntinus aeus obiit; post cuius obitum civitas una cum principali templo, heu pro dolor! igne concremata est.*

4) *Ann. Palid. M. G. SS. XVI, 79. Adelbertus Mogonciensis presul obit; nec mora civitas una cum principali templo, quod ipse magnifico tecto munierat, igne cremata est. Vergl. Will, a. a. O. S. 303, Nr. 300.*

5) Wenn Bockenheimer a. a. O. S. 24 zur Erläuterung dieser Stelle sagt: „Kaum war diese Arbeit vollendet, als das Feuer von neuem den Dom im Jahre 1137 ergriff“, so ist dagegen zu bemerken, daß nur Adelbert's Tod und der Brand in unmittelbare Zeitfolge gesetzt worden, nicht aber die Vollendung des Daches, welche ganz unbestimmt als vorher erfolgt angegeben wird.

Wenn nach den vorhergehenden Erörterungen der Ausbau des Domes unter Heinrich IV. bei dessen Tode 1106 nicht vollendet war, und von da bis zum Jahre 1137 keine neue Zerstörung gemeldet wird und übrigens auch kaum wahrscheinlich ist, so liegt die Vermuthung am nächsten, daß Adelbert das unterbrochene Werk des Dombaues, auf welches die schwierige Lage seines Vorgängers Ruthard,¹⁾ sowie die zweijährige Sedisvacanz bis zu seiner eigenen Erhebung²⁾ auf den Mainzer Stuhl gewiß nicht ohne störenden Einfluß mochte geblieben sein, entweder neu aufnahm oder mindestens zum Abschluß brachte. Wenn Adelbert die Herstellung der Bedachung zugeschrieben wird, so ist damit unzweifelhaft und zunächst der nach aufsen hervortretende Abschluß der Bauthätigkeit am Dom ausgesprochen.³⁾ Mit Nachdruck wird von der Quelle hervorgehoben, daß die Bedachung von augenfälliger Kostbarkeit gewesen sei, so daß sie als Zierde des ganzen Gebäudes erschien. Worin diese prächtige Ausstattung des Daches bestand, ob etwa eine Eindeckung mit Metall, Blei oder Kupfer, wegen der wiederholten Brände, war angewandt worden, ist nicht zu errathen. Jedenfalls darf die Angabe noch in dem Sinne gedeutet werden, daß der Bau bis zu seiner äußeren Vollendung mit reichlichen Mitteln und mit Aufgebot des Besten, was die Zeit besaß, geführt wurde. Ob es zulässig ist, in die Vollendung des Baues durch Aufsetzen des Daches auch die Ueberdeckung der Innenräume einzubeziehen, möchte namentlich unter constructivem Gesichtspunkte um so mehr bejaht werden, als es sich in diesem Falle um einen auf Ueberwölbung angelegten Bau handelte. Es wäre somit schon aus diesem Hinweis die Annahme gerechtfertigt, daß in die Regierungszeit Adelbert's I. ein bedeutsamer Abschnitt der Baugeschichte des Domes fällt. Derselbe wird sachlich und urkundlich durch einen weiteren Beitrag bereichert, der in sich, wie durch die Folgerungen, welche sich daran knüpfen, von hoher Wichtigkeit ist, nämlich die Erbauung der erzbischöflichen Palastcapelle an der Nordwestseite des Domes.

Kurze Zeit vor seinem am 27. Juni 1137 erfolgten Tode, nämlich am 7. März desselben Jahres schenkte Adelbert⁴⁾ von seinem Eigengute zu Mechttersheim im Speiergau Liegenschaften zu Gunsten der von ihm unmittelbar neben der Domkirche neuerbauten Hofcapelle des heil. Gothard (ad capellam curtis nostre in Moguncia, parieti Ecclesie beati Martini contiguam et a nobis a fundamento constructam) mit der Bedingung, daß aus den Einkünften jährlich ein Theil auf die Beleuchtung, also nach kirchlichem Gebrauch zum Gedächtniß Verstorbener, verwendet werde. Adelbert mochte dabei bereits seines eigenen Todes gedacht haben. Er fand in der That seine Ruhestätte in dem unteren Geschos der Gothardcapelle.⁵⁾ Erst nachher am

1) Hennes, a. a. O. S. 95. — Giesebrecht, a. a. O. S. 685 ff. — Will, a. a. O. Einl. LVIII und S. 228, Nr. 25

2) Hennes, a. a. O. S. 99. — Will, a. a. O. Einl. LIX.

3) Die bezügliche Stelle in den *Annal. Palid.* ist zuerst von Will a. a. O. S. 303, Nr. 300 der Geschichte des Domes eingereicht worden. v. Quast und auch Falk kennen sie noch nicht. Bockenheimer, a. a. O. S. 24 u. Note 4) erwähnt derselben, ohne ihr jedoch besondere Beachtung zu schenken oder weitere Folgerungen daraus zu ziehen.

4) Will, a. a. O. S. 304, Nr. 303.

5) *Necrol. aedis maioris Mog. 294 bei Joannis, Rer. Mog. I. p. 552³⁾. Adelbertus aeus Mog. sepultus in capella S. Gothardi, ubi*

30. Juni 1137 (oder 1138)¹⁾ fand durch Bucco von Worms die Consecration eines Altars in derselben statt. Danach war das Gebäude beim Tode seines Stifters kaum vollendet und besaß an der Stätte seines Begräbnisses noch keinen consecrirten Altar.

Welche Gründe für die Erbauung einer neuen Palastcapelle maßgebend waren, erfahren wir nicht. Ihre Lage wird von dem Erzbischof in seiner Schenkung genauer dahin bestimmt, daß er sie dicht an die Aussenmauer der Domkirche herantretend bezeichnet. Wenn dies auch dermalen (Vgl. Grundr., Taf. 50 u. 58) der Fall ist, wo das im XIII. Jahrh. neuerbaute, westliche Querschiff hart an die Gothardcapelle herantritt, so konnte die nahe Nachbarschaft zu Zeiten Adelbert's vom damaligen Schiffbau nicht gesagt werden; es mußten demnach die an der Stelle des heutigen Westbaues befindlichen, älteren Bautheile es sein, welche Adelbert als dicht anstossend bezeichnete. Das Gebäude selbst ist im wesentlichen auf uns gekommen und bietet durch die bestimmte Nachricht über seine Vollendung einen äußerst wichtigen Anhalt für die Bestimmung der verwandten Bautheile des Domes selbst.

Wägen wir zunächst die geschichtlichen Angaben über die unter Adelbert I. am Dom vollführten Bauten ab, welche in ihrer zeitlichen Aufeinanderfolge eben erwähnt wurden, so ging Adelbert's Aufgabe in erster Linie dahin, den unvollendet gebliebenen Hauptbau des Domes zum Abschlufs zu bringen. Daß er diese Aufgabe zu Ende geführt, steht unzweifelhaft fest. Der Bau seiner Palastcapelle war ganz sein Werk; er führte sie von Grund aus neu auf und erlebte erst unmittelbar vor seinem Hinscheiden deren äußere Vollendung. Es ist somit die Annahme gerechtfertigt, daß die Erbauung der Gothardcapelle jenen Bauten nachfolgte, welche Adelbert am Dom zum Ende führte, und daß darum diejenigen Theile des Domes, welche in formaler Hinsicht in naher Verwandtschaft zur Gothardcapelle stehen, ihrem zeitlichen Ursprunge nach derselben um so gewisser vorausgehen, als die nachfolgende Zeit keinen Anhaltspunkt für deren spätere Entstehung bietet.²⁾ Obschon mit dieser Auf-

cantabuntur vigilie maiores cum magnis responsoriis et dat camera-rius dominorum quatuor candelas de quatuor libris cere et cantatur ibidem missa animarum. Ueber den Ort der Bestattung Adelbert's I. und die einschlägigen Erörterungen vergl. Will, a. a. O. S. 305 ff. Nr. 310.

1) Guden. Cod. dipl. II, p. 732. A cornu Epistolae muro inserta conspicitur parva scriptura, vitro munita conservatorio, his verbis: Anno Dominice incarn. MCXXXVIII Indict. XV, II Kal. Julii consecratum est hoc altare a Venerabili Buccone Wormatiensi Episcopo, in honorem D. N. I. Xri et eius gloriose Genitricis, perpetue Virginis Marie et S. Pauli Apostoli, Laurentii Mart. . . Martini Gothardi, omniumque Sanctorum. Nach der Indiction wäre das Jahr 1137 angezeigt. Vergl. Weidenbach, Calendar. p. 90. Ueberdies spricht die größere Wahrscheinlichkeit dafür, daß man die Consecration des Altars bei der Grabstätte des Erzbischofs mit Rücksicht auf die hier für seine Seelenruhe abzuhaltenden Officien beschleunigt habe. Wohl aus diesem Grunde ward die Consecration auch durch einen auswärtigen Bischof, Bucco von Worms, vollzogen. Die Designation des neuen Metropolitens, Adelbert's II., erfolgt nämlich fast ein Jahr nach seines Oheims Tode, und erst am 28. (29.) Mai 1138 empfing er die bischöfliche Weihe. Vergl. Will, a. a. O. S. 307, Nr. 1 u. S. 308, Nr. 6. — Schall, EB., Adelbert I. von Mainz. (Progr. d. Mainz. Gymnas. 1867). S. 24 ff.

2) Die gegentheilige Ansicht ward von v. Quast, Roman. Dome, S. 20 vertreten; freilich kannte er nicht die Angabe der Annal. Palid. Auch Wetter in seinem Brief an v. Quast, 1854, Zeitschr. a. a. O. S. 133 und Dom zu Mainz, 1858 S. 6. hält an der gleichen Ansicht fest, während Schnaase schon 1853 für die frühere Erbauung des Domes eintrat und unter Berufung auf ein gleichlautendes Urtheil [von Dr. Fr. X. Geier in Mainz] der Gothardcapelle den jüngeren Ursprung zuweist. Vergl. Dtschs. Kunstbl., S. 395, bes. 2. Spalte.

stellung kommenden Begebenheiten in etwas vorgegriffen wird, so scheint es doch angezeigt, jetzt schon bei der Erörterung der bezüglichen Thatsachen die Bestimmung der Bauzeit des Schiffes und dessen zeitliche Stellung gegenüber der Gothardcapelle anzudeuten. Folgenden Ausführungen wird es verhalten bleiben, die frühere Entstehung des Schiffbaues nachzuweisen und die Gothardcapelle an das Ende der für die Gestaltung des Mainzer Domes so entscheidenden Bauperiode, welche mit dem Leben Adelbert's I. schließt, zu setzen.

Wenn auch bei dem im Jahre 1137 gemeldeten Stadtbrande der Dom abermals vom Feuer ergriffen ward, so dürften der Umfang der Zerstörung nicht allzu groß und die Wirkungen nicht in dem Sinne tiefgreifend gewesen sein, daß daran eine umgestaltende Bauhätigkeit mußte geknüpft werden. Jedenfalls bot der Zustand der Domkirche im Jahre 1140, als Erzbischof Adelbert II. von Papst Innozenz II.¹⁾ mit besonderer Auszeichnung in Rom empfangen ward, keine Veranlassung zur Klage. Der Papst bekundete nämlich großes Interesse für den Mainzer Dom und legte dem Erzbischof nahe, welche Auszeichnung er für seine Kirche begehre; in der ganzen Unterredung wird nur des erfreulichen Zustandes der Mainzer Kirche, ihres Besitzes und des Klerus gedacht.²⁾ Um so verhängnißvoller sollte die zweite Hälfte des 12. Jahrhunderts für die Mainzer Kathedrale sich gestalten.

In dem Streit der mächtigen Ministerialen-Geschlechter³⁾ um das Uebergewicht, der unter Erzbischof Arnold von Selehofen (1153 — 1160) über der Einforderung der Heersteuer⁴⁾ zu dem italienischen Feldzuge des Kaisers 1159 in hellen Flammen aufloderte, besetzten die Aufständischen im October 1159 den Dom⁵⁾, wo sie in Abwesenheit des Erzbischofs zuerst ihre Wuth und wahnwitzige Zerstörungssucht auszulassen gedachten.⁶⁾ Sie schlepten Kriegsgeräthe

Im gleichen Sinne äußert Schnaase sich auch in seiner Gesch. der bildenden Künste, 2. Aufl. 1871, S. 375 ff.

1) Anselmi Vita Adelberti, Jaffé, Mon. Mog. p. 595.

880 Venit, suscipitur, hoc hospite Roma potitur.

Convenit accitum, vario sermone peritum,

sedis apostolicae rector, solatus amice;

ecclesiaeque statum sub eo pastore locatum

querit. Et hortatur: quod se presente loquatur,

885 quod gerat in mente; ferat hic quia se tribuente,

quicquid ad ornandum petat ecclesiam venerandam,

sicut metropolim decet hanc; quae floruit olim

tam plebis numero, quam rebus et inclita clero;

quae satis ornari meruisset et irradiari

890 tam precellenter, fuerit quam culta dicenter

moribus et meritis, doctoribus usa peritis.

2) Die von Bockenheimer a. a. O. S. 24 in diesem Sinne angezogenen Fürstenbesuche um diese Zeit (1138) mit ihren Festlichkeiten und bei der Wahl Adelbert's II. allein dürften kaum hinreichend sein, um die Folgen des Brandes von 1137 als gelinde erscheinen zu lassen.

3) Baumbach, Arnold von Selehofen, EB. von Mainz, S. 95 sagt: . . . Die Urheber . . . waren die Ministerialen und gerade die angesehensten und reichsten dieses Standes, denen die strenge Handhabung der bischöflichen, lehnherrlichen Rechte durch Arnold von Selehofen eine drückende, ungewohnte Last war, der sie sich auf jede Weise zu entledigen suchten. Ein Freiheitskampf der Städter, wie er fast ein Jahrhundert nach Arnolds Tode mit so glücklichem Erfolge von den Mainzern ausgefochten wurde, ist diese Empörung gegen Arnold von Selehofen nicht gewesen. Vergl. S. 62. — Will, a. a. O. Einl. LXXXVI sq.

4) Baumbach, a. a. O. S. 50 ff.

5) Ueber diese Vorgänge zu vergl. Vita Arnoldi A E Moguntini in Jaffé, Monum. Mogunt. p. 604 sq. — Dazu Schneider, Baugeschichte II. S. 6 ff. — Bockenheimer, a. a. O. S. 25.

6) Vita Arnoldi l. c. p. 633. Protinus ergo, ut domnus metropolitanus de civitate egressus fuerat, illi, rupto federe, violata fide, fracto concordie bono, confuso fasque nefasque, unanimiter cum toto

hinein und setzten ihn in vertheidigungsfähigen Zustand. Vor dem Altar wurden die schändlichsten Frevel und Ausschweifungen verübt. Man erbrach die Thüren zur Schatzkammer und schändete das Heiligste. Die kirchlichen Gewänder und heiligen Gefäße, ja selbst Urkunden, alte Besitztitel und die Bücherei wurden geplündert und die Werthe verschleppt, und soweit verstiegen sich die Aufständischen, dafs sie auch in den Stiftsgebäuden an Früchten und Lebensmitteln, an Einrichtung und Geräthen alles zerstörten, was sie im Wege trafen. Im bischöflichen Palaste verfahren sie in gleicher Weise.

Ueber den Umfang der Zerstörung am Bau selbst sind wir ohne nähere Nachricht. Von Crema¹⁾ aus gab zwar der Kaiser vor Weihnachten 1159 den Mainzern auf, dafs sie dem Erzbischof volle Genugthuung zu leisten hätten, und dafs sie, sofern ihnen Leben und Vermögen lieb sei, die Stadt, das Domstift in allen Ehren wiederherstellen und, was sie von Kirchengut und Geräthen sich angeeignet, zurückerstatten sollten.²⁾

Die strengen Drohungen, welche an diese Auflage geknüpft wurden, wirkten in so fern, dafs die kaiserlichen Abgesandten bei ihrer Rückkehr an das kaiserliche Hoflager im Januar des folgenden Jahres, also nur nach wenig Wochen, von Wiederherstellung der Zerstörungen in der Stadt, an der Domkirche und dem erzbischöflichen Palast sowie von Rückerstattung des geraubten Gutes günstig zu berichten wufsten.³⁾ Augenscheinlich war aber doch nur damit der Anfang gemacht; denn als im Februar 1160 auf dem Concil von Pavia nach Erledigung der Angelegenheiten der allgemeinen Kirche die Sache der Mainzer verhandelt und diese vom Banne losgesprochen wurden, ward ihnen neuerdings befohlen, nach Erfüllung ihrer Buße die bischöfliche Wohnung in ihrer ganzen Ausstattung, besser nach wie zuvor, herzustellen und alles Fehlende im gleichen Werth zu ersetzen. Daraus dürfte denn doch hervorgehen, dafs es um den ersten Eifer in der Herstellung der Schäden nicht so glänzend bestellt war.⁴⁾ Wenige Wochen nachher

populo, quibus antea indulgebatur, immani et sacrilega audacia ipsam domum Domini ecclesiam scilicet maiorem, ut ab ipsa inciperet iudicium, occupaverunt armaverunt et incastellaverunt. Et coram altari, coram mensa Domini, ubi sanguis et corpus Domini conficitur, ubi dominice passionis misterium commemoratur, officinam impudicitie, et abhominabilis voluptatis lacunam, meretricumque lupanar, et immundissime luxurie scortique fecerunt prostibulum. Exinde, fractis foribus, prorumpentes in erarium ipsius ecclesie, ubi sancta condebantur sanctorum, fures et latrones et immundissimos diaboli satellites constituentes ibidem custodes, nec Deum nec hominem nec ipsa sancta verentes, sacrilega et impiissima manu demoliti sunt sanctuarium; et omnia profanantes omnemque thesaurum ecclesie et domni episcopi, quidquid sacrum, quidquid Deo dicatum, quidquid intus sub Dei protectione depositum fuerat, temeraverunt. Ipsa sacrata indumenta, et omnem templi decorem, privilegia antiquitatis, ecclesie librarias et antiquarias destruxerunt et tanquam margaritas porcorum vestigiis exesas cuncta . . . Et sic, domum Domini irreverenter ac contumeliose prostituentes haecenus, qualiter domno episcopo inferrent perniciem, omni sollicitudine pertractabant.

1) Baumbach, a. a. O. S. 75.

2) Vita Arnoldi l. c. p. 640 . . . sicut vitam et res diligenter, civitatem, monasterium et omnia ablata infra illud spatium sibi cum omni integritate restituerent.

3) Vita Arnoldi l. c. p. 643. Postquam, perfecta legatione, nuncii repedarunt — de civitatis, ecclesie auleque episcopalis ablaturumque restitutione aliaque prosperitate domno archiepiscopo et universe curie secundos baiulantes rumores.

4) Vita Arnoldi l. c. p. 644. Cives autem, postquam vindictam portassent, domum episcopalem, ut antea fuerat vel melius, in omnibus suis utensilibus reparare et, quicquid ex ablati deesset, eaque compensatione domino suo archiepiscopo oporteret recompensare. Bockenheimer, a. a. O. S. 26 nimmt von dieser widerholten Verfügung keine Notiz.

war die Stadt abermals in vollem Aufstand gegen den Erzbischof, und der verhängnisvolle Kampf der beiden Gewalten endete mit der Ermordung des Erzbischofs Arnold am 24. Juni 1160.

Was wir in der Folge vom Dom erfahren, sind zunächst Schilderungen arger Verheerungen seiner Ausstattung sowohl, als auch seines baulichen Zustandes. Abt Guibert von Gembloux¹⁾, der durch drei Jahre auf dem Rupertsberge bei Bingen verweilte, schildert in einem Schreiben an Erzbischof Konrad I., in welchem Zustande der Verwüstung er die Stadt und den herrlichen Dom getroffen, wann er zu seinen kirchlichen Vorgesetzten nach Mainz gekommen sei. Dieses hochberühmte und hervorragende Gotteshaus, das allen Kirchen Deutschlands voranstehe, dessen Boden früher mit Einlagen von kostbarem Gestein bedeckt war, das Bennakreuz von 600 Pfund Goldes besafs und mit allen erdenklichen Prachtgeräthen ausgestattet war, sei, nach seinen Worten, durch Brandunglück nunmehr all' seines Glanzes beraubt. Nachdem er die Erhebung Christian's nach der Vertreibung Konrad's und dessen Wiedereinführung berührt hat, mahnt er denselben ab von einer zweiten Fahrt nach Jerusalem und legt ihm nahe, statt dessen der Wiederherstellung des Domes, die sein Vorgänger vernachlässigte, sich zu widmen. Konrad selbst schildert in einem höchst merkwürdigen Promemoria gegen das Ende seines Lebens (+ 1200) den Zustand der Verwüstung, Unterdrückung und Demüthigung, in welchem er die Mainzer Kirche bei seiner Rück-

1) Vergl. Schneider, Baugeschichte, S. 2. Der Text des Briefes von Guibert ebendas. Beil. S. 17, sowie bei Guden. Cod. dipl. V. app. I. p. 1104 sq. Die bezüglichen Stellen lauten: Misericordiam urbis destructionem, que in ultione sanguinis Domini Arnulphi predecessoris, iniqua factione perditorum iniuste occisi, ante ordinationem Vestram Imperialis Curie iudicio facta fuerat, miserabilior post egressum Vestrum principalis Ecclesie exustio secuta est. Et proh dolor! nobile et egregium illud, ceteris Germanie preminens Templum, quo antea pavimento pretiosorum crustis lapidum interlito et incomparabili Crucifixo sexcentas auri obrizi libras habente, omnique genere exquisitorum ornamentorum preminebat, non minus insanorum Presulum dilapidatione, quam incendii desolatione, totius venustatis sue cultu destitutum est. Ita peccatis exigentibus prima et insignis, sublimisque illa ceterioris Gallie civitas Moguntina, dum deesset Sacerdos iustus, qui in tempore iracundie fieret reconciliatio, usque ad terram humiliata est. . . . adeo ut quilibet intuens illam, licet ferreus, cogere obstupescere et lamentum assumere, considerans eius magnificentiam priorem in confusionem versam et inclitos illius honores redactos in nichilum. Hoc namque ibi proprio ipse didici experimento. Accitus enim litteris et voto tocus congregationis, que in Monte S. Roberti Pinguie collecta est, precepto et hortatu Pontificum Coloniensis et Leodiensis, qui locum illum diligunt et frequentant, in ministerio illic Deo servientium ibidem per triennium demoratus sum, et quociens pro causis necessariis ad Officiales Ecclesie Moguntiam mittebar, videns civitatem derutam et templum adeo splendidum nunc extreme desolationis imaginem preferens, ingemisceram . . . Preter istius, inquam, preparationem etiam de reparatione illius exterioris Domus B. Patroni Vestri Martini, quondam nobilis et inclite, modo heu per incensionem horribilis et deserte, non in ultimis, sed inter prima, instantissimam curam habeatis; Predecessor enim Vester, militaribus potius quam episcopalibus studiis occupatus, et totus in exteriora effusus, terrenoque non celesti militans Imperatori, intima sua proiecit et multo impensius que sunt Cesaris Cesari, quam que Dei Deo reddere proh dolor contendit. . . . Ad reprimendas paganorum incursiones, quibus Cristianorum fines infestant, Iherosolimitanam magno devotionis affectu aggredi expeditionem non timuistis; quam licet cum maximis sumptuum expensis et gravibus periculis et laboribus peregrastis, nulla tamen ad vota succedente profectu, sicut et ceteri omnes, qui hoc ante Vos tentavere, inefficax reddidistis. . . . Propter hec, inquam, omnino consultius ageretis, si hac secunda expeditione, ad quam Vos preparatis, omissa, ad hoc, quod Vobis specialiter incumbit et ad quod Vos et etas et imbecillitas corporis impellit, videlicet ut non ad hanc . . . sed ad illam supernam Iherusalem . . . expetendam et obtinendam utiliter intenderetis etc. — Wattenbach, a. a. O. II. S. 127 nennt den Brief „geschichtlich nicht unwichtig.“

kehr (1183) getroffen habe.¹⁾ Verwüstet nennt er die Mutterkirche der Diöcese, den Dom des heil. Martin, in so fern er sie ohne Thür und Thor, ohne Dach, ohne Ausstattung fand. Da Guibert von Gembloux erwähnt, daß Konrad's Vorgänger Christian die Wiederherstellung unterlassen, und Konrad seinerseits hervorhebt, daß er den Dom bei seiner zweiten Einführung²⁾ in das Erzstift (1183) noch in Verwüstung angetroffen habe, so erscheint die Annahme genügend unterstützt, daß unter Christian I. (1165—83) in der That eine Feuersbrunst den Dom verheert habe, wenn nicht gar jener Zustand auf die Wirren unter Arnold von Selehofen (1159—60) zurückzuführen ist. Zu Gunsten letzterer Vermuthung ist in Betracht zu ziehen, daß Kon-

1) Will, a. a. O. II. S. 60, Nr. 91. — Die Urk. zuerst veröffentlicht in Stumpf-Brentano, Acta Mogunt. saec. XII, 1863, Nr. 112, pag. 114 sq. Das Original-Concept in Würzburg (München). Die betr. Stelle lautet: Ego Conradus dei gratia Sabiniensis episcopus, Mogontine sedis archiepiscopus omnibus fidelibus, ad quos haec pagina pervenerit in perpetuum. Postquam a glorioso et diuturno exilio nostro reversi fuimus et omnimodo desolate ecclesie nostre restituti fuimus, qualiter eam tam destructam, oppressam, humiliatam invenimus, breviter audire potestis. Destructam diximus matrem ecclesiam maiorem videlicet beati Martini sine hostio, sine tecto, sine omni commoditate desolatam invenimus, qualiter autem nunc per misericordiam dei et per merita et gloriosa miracula beati Nicolai, studio quoque quam plurimum fidelium sed et nostro reparata sit, visu discere potestis. Destructa etiam fuit per destructionem castrorum et aliorum edificiorum.

Daran schließt sich nun eine Schilderung des Sittenverfalles im Klerus als Folge des verwaisten Zustandes des Erzbisthums und der Uebergriffe der weltlichen Gewalt. Den übrigen Theil füllen endlich detaillirte Daten, welche sich auf die verschiedenen Rechte und Güter der Mainzer Kirche beziehen.

Daß wir es hier mit einem Actenstücke von ungewöhnlicher Form und Bedeutung zu thun haben, tritt auf den ersten Blick entgegen. Sollen wir dasselbe charakterisiren, so liegt uns hier ein förmlicher Rechenschaftsbericht oder, richtiger vielleicht, eine großartige Apologie des Erzbischofs vor, zu welcher er sich durch seine eigenthümliche Stellung zur ganzen Mainzer Kirche mochte veranlaßt sehen. Schneider, Baugeschichte, S. 4. Gern wiederholte ich hier meine Ansicht von der Bedeutung des fraglichen Actenstückes, worin neuerdings das Urtheil von Will, a. a. O. mir zur Seite tritt, während die abfälligen Aeußerungen von Bockenheimer, a. a. O. S. 28 ganz vereinzelt dastehen. Die von Scholz, De Conradi I. AE Magunt. principatu territoriali, 1870, p. 37 sq. erhobenen Bedenken hinsichtlich der Datirung und des einheitlichen Ursprungs der Urkunde haben inzwischen weder weitere Unterstützung erfahren (s. bei Will, a. a. O.), noch mindern sie deren inneren Werth, der durch eine großartige, historische Persönlichkeit und die ernstesten Zeitverhältnisse gestützt wird.

2) Daß der Dom zur Zeit des glänzenden Reichstages, Pfingsten 1184, noch verwüstet und nicht benutzbar gewesen, kann nicht aus dem Umstande gefolgert werden (Bockenheimer, a. a. O. S. 31), daß zur Abhaltung der Festlichkeiten ein Platz außerhalb der Stadt gewählt worden war. Die zahlreichen Nachrichten über dieses Ereigniß, das mit allen Einzelheiten geschildert wird, schweigen nicht nur gänzlich über den Fragefall, sondern geben lediglich die gesunde Lage und den Zusammenfluß einer großen Menge von Menschen als Grund für diese Wahl an (Annal. Colon. Max. M. G. SS. XVII, 791). Der Ort selbst war, wie Jul. Grimm, Nass. Annal. X. S. 378 ff., dargethan hat, die Marau, eine zwischen der jetzigen Mainmündung und Kastel gelegenes Inseldreieck, das von der Landseite nur durch einen seichten Wasserarm getrennt war. Das Gelände gehörte zum Königssondergau, und dicht dabei in Kostheim befand sich die alte Königsvilla. Bei dem Mangel einer stehenden Brücke war es angezeigt, für die Menge der Festtheilnehmer, deren Zahl viele Tausende umfaßte, auf dem Festplatze selbst die Einrichtungen für alle Erfordernisse vorzukehren, daher auch ein entsprechend ausgestatteter Holzbau für den Gottesdienst und eine Festhalle aufgeschlagen wurde (Itaque foris civitatem in campi planitie, palatio cum amplissimo oratorio ad diversorium imperatoris ex ligni materia facta. Continuat. Sanblas. M. G. XX, 317). Die Festkirche war aus Holz erbaut und wird wiederholt nur als „capella“ bezeichnet (Continuatio Sanblas. l. c.; Annal. Colon. Max. l. c. XVII, 791; Arnoldi Chron. Slav. l. c. XXI, 151). Wenngleich sie genügend fest schien (Capella ex lignis composita et bene colligata. Annal. Marbac. l. c. XVII, 162), so warf der Wind sie doch völlig über den Haufen (repentino turbine tota corrui. Chron. Sampetr. Geschq. d. Prov. Sachsen. Erfurt I. S. 40; Annal. Marbac. l. c.; Annal. Colon. l. c.; Continuat. Sanblas. l. c.).

rad's erstes Pontificat,¹⁾ 1161 bis zu seiner Flucht 1165, so kurz und bewegt war, daß es leicht erklärlich ist, wenn er in die Herstellung der Domkirche nicht nachdrücklich eingriff. Sein Nachfolger Christian²⁾ ging ganz in den Geschäften des Reiches und in kriegerischen Unternehmungen auf; überdies waren seine Finanzen durch die fortwährenden Kriegszüge und seine glänzende Hofhaltung in üblem Stande, so daß von seiner Thätigkeit für den Dom wenig oder nichts zu erwarten war. Auch verdient berücksichtigt zu werden, daß vor den gemeldeten Verheerungen im Jahre 1146 großes Erdbeben,³⁾ das in fünfzehn Erscheinungen sich wiederholte, über die Stadt gegangen war und sehr wohl den Grund zu tiefer Beschädigung des Baues mochte gelegt haben, in Folge davon die späteren Unfälle von um so nachtheiligerer Wirkung waren. Jedenfalls stellte erst Konrad das Gebäude von schweren, langdauernden⁴⁾ Beschädigungen wieder her, und gewiß war er darum berechtigt, seine darauf gerichteten Anstrengungen unter anderen, zum Wohl des Erzstiftes getroffenen Maaßnahmen vor seinen Diöcesanen nachdrücklich hervorzuheben.

Eine bezüglich der Zeitfolge allerdings nicht verlässige Quelle, des Chronicon Christiani Moguntinum⁵⁾ gedenkt gegen Ausgang des XII. Jahrhunderts eines verheerenden Dombrandes. In Verbindung mit dem Tode Kaiser Friedrich's I. berichtet die Chronik: Ein auf dem Heumarkt (östlich vor dem Dom) ausgebrochener Brand wurde von einem aus Osten kommenden Winde nach dem Dom getrieben. Die Kirche verbrannte, und viele und gute Bücher, auch viele und sehr werthvolle Privilegien wurden vom Feuer verzehrt; auch ein großer Theil des Kirchenschmuckes wurde theils durch die

1) Will, Konrad von Wittelsbach, 1880, S. 20 ff. Vergl. Will, Reg. II. S. 1—17. — Schneider, Baugeschichte, S. 5.

2) Varrentrapp, Erzbischof Christian I. von Mainz, 1867, S. 98. — Will, a. a. O. S. 17 ff.

3) Joannis, l. c. I. p. 17. Anno MCXLVI Moguntia denuo terrae motu, eoque gravi satis, quassata fuit. Dodechinus ad hunc annum p. m. 472: Hoc anno terrae motus magnus est factus Moguntiae vicibus quindecim.

4) Wenn ich früher schon, Baugeschichte S. 8, eine über Jahrzehnte sich hinziehende Verwüstung des Domes glaubte annehmen zu dürfen und damit wohl auch um deswillen von Bockenheimer, a. a. O. S. 26³⁾ Widerspruch gefunden habe, weil eine so lang dauernde Verheerung des Gebäudes kaum glaublich sei, so verweise ich einfach auf die neueste Geschichte des Domes, der in Folge der Beschädigung von 1793 über zehn Jahre in Ruinen lag, bis im Spätjahre 1803 der Gottesdienst wieder konnte eröffnet werden; das Nothdach über dem Mittelschiff ward erst 1822, die Bedachung des östlichen Vierungsturmes 1828 aufgesetzt, während die beiden östlichen Seitenthürme bis in unsere Zeit in ihrer Verwüstung liegen blieben, so daß erst nach fünfundsiebzigjähriger Dauer (1878—79) die augenfälligsten Beschädigungen aus der Revolutionszeit im Bilde des Domes verschwanden.

5) Jaffé, Monum. Mogunt. p. 694 sq. Jam sperabat ecclesia Maguntinensis post tot calamitates miserias pressuras iacturas aerumnas fletus et vulnera in statum surgere potiorum, et pastoris proprii protectione et praesentia consolari. Sed adhuc divina hoc ultio non admisit. Nam ignis egressus est de foro foeni, quem veniens ventus ab oriente detulit super templum. Combustaque ecclesia et libri multi et boni, privilegia quoque multa et valde utilia sunt consumpta; etiam pars ornatus magna, partim ignibus devorata, partim per asportationem subtracta. Venerabilis autem pontifex dominus Conradus novam monasterii fabricam inchoavit, sed non consummavit. In his omnibus nec clerus a suis se lasciviis temperavit nec laici a sua malitia respirarunt. Post paucos annos ventus, veniens ab occidente, pinnae templi deiecit. Erat autem ligneum et super ciborium antiquum collocatum. Cum tanto autem impetu in ipsam structuram ventus irruit occidens, ut quasdam trabes in Rhenum mitteret, quasdam ultra Rhenum ad miliare iuxta villam Hochheim in aëre deportaret. Certissimum a multis famabatur, quod non ventus, sed diabolus hoc fecisset. Erant enim trabes quercinae et abiegnae quantitatis illius, quae in torcularibus solent esse. Ego memor sum ultimum accidisse. In omnibus his non est aversa ira Domini, sed adhuc manus eius extenta.

Flammen zerstört, theils durch Verschleppung der Kirche entzogen. Der ehrwürdige Oberhirte Konrad¹⁾ begann den Neubau der Domkirche, vollendete ihn aber nicht. Der Chronist knüpft an diese Erzählung die Bemerkung, daß trotz dieser Heimsuchungen Klerus und Volk nicht von ihren verwerflichen Leidenschaften abließen. In demselben Sinne reiht er einen anderen Unfall, der gleichfalls den Dom betroffen hatte, unmittelbar an. Nach wenigen Jahren stürzte nämlich nach seiner Erzählung ein Sturmwind aus Westen die Thurmspitze des Gotteshauses herab. Dieselbe war aus Holz hergestellt und erhob sich über der alten Chorwölbung²⁾. Das Holzwerk des Thurmes wurde von der Gewalt des Windes weit umhergestreut. Auch dieses Ereigniß begleitet er mit der Erwägung, daß der Zorn Gottes nicht abgewandt, sondern seine strafende Hand noch ausgestreckt sei. Wie nun die beiden Vorkommnisse für den Verfasser des Chronicon in seiner Schilderung nur in so fern Bedeutung haben, als sie wiederholte Beweise der göttlichen Strafgerichte sind, denen gegenüber Klerus und Volk unempfindlich in ihrer sträflichen Sinnesart verharren, so ist die Datirung derselben ihm nur von untergeordneter Bedeutung. Die Feststellung der beiden Ereignisse wurde in verschiedenem Sinne versucht: den Brand, welchen man zumeist als eine von dergleichen früheren Unfällen unabhängige Thatsache ansah, setzte man bisher allgemein in's Jahr 1191 oder um 1190;³⁾ neuerdings glaubt man denselben

1) Es ist gewiß nicht gleichgiltig, daß Konrad, während er 1177—83 das Erzbisthum Salzburg bekleidete, bereits eine ähnliche Aufgabe zu lösen hatte, wie er sie später in Mainz vorfand. Auch dort war das Erzbisthum stark geschädigt, und die bischöfliche Stadt lag theilweise im Schutt. Das gleiche Schicksal hatte den Dom betroffen, und Konrad ließ es sich angelegen sein, denselben wieder aufzubauen. Will, Konrad von Wittelsbach, S. 68.

2) Wenn die Worte des Chronicon: *Erat autem [pinnaculum templi] ligneum et super ciborium antiquum collocatum*, bereits von Wetter, Dom, S. 24 und in der Folge durchweg und auch von mir, Ostthurm, S. 5 in dem Sinne gedeutet wurden, daß die herabgestürzte Spitze des Gebäudes der Holzhelm über der östlichen Vierung gewesen sei, so streitet Bockenheimer mit Worten, wenn er, Dom, S. 36, behauptet, daß *ciborium* „den Baldachin über dem Altare“ bedeute und die Stelle darum besage, „das Dach habe sich über dem alten, von Bardo errichteten Ciborienaltar befunden.“ Nun konnte aber unmöglich sich das Dachwerk unmittelbar über dem Altar aufsetzen, sondern der Kirchenraum war, wo immer der Altar mag gestanden haben, zunächst durch eine Wölbung, sei es die der Concha oder das Kuppelgewölbe des Vierungthurms überdeckt, und dann erst kam das Dachwerk bezw. der Thurm. *Ciborium* ist also hier im weiteren Sinn der den Altar oder Altarraum überwölbende Ueberbau und die erst erwähnte Uebersetzung geradeso dem Sinn nach gegeben, wie das Chronicon dem Sinn nach den Ausdruck *ciborium* gewählt hat. In der Sache selbst ist es kein sonderlicher Unterschied, ob der Unfall das Dach über der Concha oder das Dach des Vierungthurms betroffen hat; gewiß aber entspricht es sowohl dem Wortlaut, wie der Sachlage viel mehr, wenn das Ereigniß auf den Helm der Vierung bezogen wird. Auch in der Deutung, daß es sich um den östlichen Thurm des alten Baues gegenüber dem Vierungsturm des westlichen Neubaus, dessen Vollendung der Verfasser des Chronicon erlebt hatte, verdient die Annahme der früheren entschieden den Vorzug vor der gezwungenen Unterstellung Bockenheimers, a. a. O. S. 36, der hier auf den alten, von Bardo errichteten Ciborienaltar zurückgreift. Auch nach dieser Auffassung bleibt der Unfall immer auf den Ostchor begrenzt, während die Deutung ganz unzulässig wird, wenn, wie oben dargethan worden, der Ciborienaltar Bardo's am Westende des Domes im alten Martinsbau sich befand. Die Folgerung von Bockenheimer, a. a. O., daß frühere Dombände niemals den ganzen Ostchor vernichtet hätten, weil das in demselben befindliche Ciborium die Brände überdauert habe, beweist insofern gar nichts, als ein Gebäude im Brandschaden selbst nicht augenblicklich zu Grunde gehen muß und doch in Folge der Beschädigungen durch einen Neubau zu ersetzen ist.

3) Vergl. Schneider, Baugeschichte, S. 9. In Folge von Will's Darlegung im Bonner Literaturbl. 1871, Nr. 20, Sp. 645 ff. glaubte ich damals schon diese Annahme aufgeben zu sollen, woran ich auch seitdem festgehalten habe. Vergl. Corr. Bl. d. Gesamtver. 1873, S. 26. — Dom zu Mainz, Dtscher Hausschatz, 1875—76. S. 170.

mit der oben erwähnten Feuersbrunst identisch nehmen zu sollen. Bezüglich des Einsturzes des Thurmhelmes dürfte es ziemlich gleichgiltig sein, ob man diesen Unfall in das letzte Jahrzehnt von Konrad's Regierung, oder in eine frühere Zeit, etwa in die Periode der großen Herstellungen setzt: die Baugeschichte bleibt im Wesentlichen davon unberührt.

Wenn das Chronicon Christiani berichtet, daß Erzbischof Konrad einen Neubau¹⁾ unternommen, aber wegen seines Todes nicht zu Ende geführt habe, so dürfte die Deutung dieser Nachricht nunmehr auch in einem anderen Sinne zu erfolgen haben, nachdem der von Christian gemeldete Brand in eine frühere Zeit verwiesen worden ist. Der von Konrad unternommene Neubau wäre demnach von den durch ihn am Dom ausgeführten Herstellungsbauten entschieden auseinander zu halten.

Bei der Dürftigkeit und Unzuverlässigkeit der geschichtlichen Quellen verdient hier eine Angabe eingereicht zu werden, welche zwar nur mittelbar zu den baulichen Unternehmungen am Dom in Beziehung steht, dagegen an eine bestimmte Oertlichkeit sich knüpft und eine annähernd sichere Datirung gestattet.

Bei Gelegenheit von Herstellungsarbeiten im Ostchor des Domes im Jahre 1591 liefs nämlich der Domherr und Erzpriester Jakob von Wiltberg²⁾ die bildlichen Darstellungen in der Concha daselbst sorgfältig verzeichnen. Wir erfahren danach, daß die Chorwölbung unter Erzbischof

1) Will, a. a. O. II. S. 115, Nr. 405. Vergl. S. 105, Nr. 363.

2) Joannis. Rer. Mog. II, p. 326. Godefridus Ottonis [Cantoris] in locum subit an. 1189. . . Insigni ceteroquin opere sui memoriam reliquit in choro ferreo aedis maioris, an. 1190 a Conrado I reaedificatae. quod cum an. 1591 a Valentino Hohenstein, Parocho illius, in libro inferiali annotatum fuerit, propriis eiusdem verbis hic inserendum duximus. — Anno Domini 1591, infra dedicationem summi templi, coeperunt Domini nostri gratiosi de Capitulo, et praesertim Magister fabricae tunc temporis, renovare a summo usque ad imum chorum ferreum, maxime quoad plebaniam, una cum anterioribus cancellis et sacrario Eucharistiae et extracto tunc fulcimento ligneo et deducto usque ad summitatem. Jussit Dominus Reverendus et Nobilis Jacobus a Wiltberg describi ea, quae in arcu testudineo characteribus depicta erant, quod et fecit, ut sequitur:

In medio cameratae concavitatis erat Salvator maximae staturae in solio situs, circumquaque habent alas quatuor sive animalia pennata quatuor, representantia quatuor Evangelistas, cum nominibus expressis: manum dextram protendebat duobus digitis, in manu sinistra tenebat librum, cum inscriptione: Venite benedicti Patris mei. Supra hunc librum numerus minor [?] anni XC. In dextro latere ad leonem procubuit Episcopalis quaedam imago cum titulo: Conradus Archiepiscopus Maguntinus. In sinistro imago cuiusdam Praelati infulati cum inscriptione: Godefridus Cantor huius operis auctor. In eodem latere ex ordine S. Petrus, S. Stephanus, S. Martinus. In dextro S. Bonifacius, S. Johannes Evangelista, S. Maria. Infra hosce adhuc in dextro, erat S. Albanus, et ad sinistram S. Laurentius. In latiori illa quasi media circumferentia fuerunt in concavitate rotunda imagines quaedam pectorales, quae non erant circumscriptae, sed ignoscibiles, quinque: quarum unaquaque in regia corona manu dextra tenebat sceptrum liliatum; in altera globum sive pomum sine cruce. Ex humeris proeminebant alae. In prima circa Salvatorem circumferentia subtus erant scripta haec verba: O quam felices sunt et sine fine beati, qui Patris ad regnum sunt Christi voce vocati. — Die Darstellung entspricht durchaus der ikonographischen Tradition der spätromanischen Epoche. Bezeichnend ist, daß der heil. Stephanus als Mitpatron des Domes an bevorzugter Stelle erscheint. Die als Zeitangabe (1190) gedeuteten Chiffren XC sind, wie auch Bockenheimer, a. a. O. S. 37, Note 1 richtig bemerkt, die herkömmliche Abbriviatuur des Namens Christi. Die fünf unkenntlichen Rundbilder sind Darstellungen aus der Hierarchie der Engel und zwar nach der Eintheilung des Dionys. Areopag. der zweiten Ordnung, welche dominationes, principatus, und potestates umschließt. Dieser Klasse eignet Scepter und Kugel (Scheiben, Disken). Die Darstellung in der Fünzfahl aus dieser Ordnung kommt auch sonst in der mittelalterlichen Ikonographie vor. Vgl. Handbuch der Malerei vom Berge Athos, S. 102. — Grimouard de Saint-Laurent, l'Art Chrétien, III, p. 217. — Cahier, Caractéristiques des Saints, I. p. 32.

Konrad I. durch Stiftung des Domcantors Godefrid mit einem Kreis von Malereien war geschmückt worden. Godefrid bekleidete die Würde des Cantors zwischen 1189 bis 1212, so daß die Herstellung der Gemälde während dieser Zeit und zwar noch innerhalb des Pontificats Konrad's oder höchstens unmittelbar nach dessen Ableben (1200) muß erfolgt sein. Die Bemalung selbst setzt aber die bauliche Vollendung des Ostchores voraus, so daß mit dem Ausgang des Jahrhunderts die Bauhätigkeit am Kern des Gebäudes in seinen östlichen Theilen jedenfalls abgeschlossen war.

Wenn nun, wie oben erwähnt, das *Chronicon Christiani*¹⁾ dem Erzbischof Konrad I. einen Neubau am Dom zuschreibt, dessen Vollendung dieser jedoch nicht mehr erlebte, so ist es gewiß angezeigt, diese Bauleistung Konrad's an einer anderen Stelle, als an den bereits bestehenden Theilen des Domes zu suchen, nachdem an diesen, wie aus den vorausgehenden Angaben erhellt, jedenfalls vor seinem Hinscheiden die baulichen Arbeiten zum Abschlusse gekommen waren. Christian II. schrieb nach 1251 in Folge seines Verzichtes auf den Mainzer Stuhl sein *Chronicon*. Mag dasselbe auch in vieler Beziehung einseitig gefärbt sein und vor der historischen Kritik nicht stichhaltig befunden werden, so sind doch andererseits Nachrichten darin niedergelegt, welche seiner Kenntniß sicher zugänglich waren und um ihrer rein sachlichen Eigenschaften willen um so mehr glaubwürdig erscheinen, je näher sie des Verfassers und seiner Zeitgenossen Erfahrung liegen. Wenn er darum des Neubaus am Dom mit der prägnanten Bezeichnung *nova monasterii fabrica* erwähnt, und kaum mehr als zwölf Jahre vorher der neue Theil im Westen des Domes war consecrirt und in seinen Thurmbauten vielleicht noch später war vollendet worden, so liegt es gewiß nahe, daß Christian am Dom jene Theile als neuerbaut bezeichnete, welche damals im Bewußtsein aller als Neubau im eminenten Sinn lebten. In ganz ähnlicher Weise wird in einer zeitgenössischen Quelle, gegen deren Verlässigkeit kaum ein Einwand zu erheben sein dürfte, von einem von Grund aus neuaufgeführten Bau am Dom berichtet und der Anfang dieses Neubaus ebenfalls Konrad zugeschrieben.²⁾ Es geschieht in der Grabschrift des Erzbischofs Sigfrid III., Konrad's mittelbaren Nachfolgers, der seinerseits diesen Neubau vollendet und feierlich geweiht hat (1239).

Unter diesen Umständen ist es gerechtfertigt, für Erzbischof Konrad das doppelte Verdienst in Anspruch zu nehmen, daß er einmal eine Reihe beträchtlicher Herstellungen an den östlichen Theilen des Domes ausführte und dann

1) Christian II. aus einer angesehenen Familie, die mit den Boland verwandt war, hatte den erzbischöflichen Stuhl von Mainz nur zwei Jahre, 1249—51, inne. In den rauhen Zeiten war er den Erfordernissen der Lage nicht gewachsen. „Ein Bischof mit den Eigenschaften eines stillen Klosterbruders reichte da nicht aus.“ Hennes, Erzbischöfe, S. 142. Vgl. Wattenbach, a. a. O. II. S. 314.

2) Guden. Cod. dipl. II. p. 819. Inscriptio, literis nigro formati penicillo, male cohaeret. Supplevit eam anno 1623 G. Helwich, illic affigendo tabulam membr. (quae nunc lacera et perforata 1747) haec in verba sonantem [quod dudum disparuit ante ruinam Metropolitanæ. Bodmann Handexempl. Stadtbibl. Mainz]: Sigefrido III, ex illustri Baronum de Eppenstein prosapia nato, Moguntinae Sedis Archiepiscopo XXXIII, S. R. I. per Germaniam Archicancellario et Principi Electori XVII, Legato Apostolico, et Fuldensis Ecclesiae quondam Administratori, Viro magnarum virtutum et actionum; Qui postquam Ecclesiam hanc Moguntinam a Conrado Archiepiscopo de novo inchoatam consummasset et consecrasset... obiit Bingae Anno MCCXLIX VII Idus Martii, et hic rite in Christo humatus pia defunctorum perfruitur requie.

wenigstens den Grund zu dem grofsartigen, neuen Chorbau am Westende des Domes legte.¹⁾ Wie weit dieser Neubau unter ihm gedieh, ist kaum nachzuweisen; dagegen darf wohl auch die Umgestaltung der Gewölbe des Mittelschiffes auf seine Rechnung gesetzt werden. Das gottesdienstliche Erforderniß bedingte, daß vor Einleitung des Neubaus im Westen, womit nach der früher ausgesprochenen Ansicht die Beseitigung bis dahin benutzter Räume vom alten Martinsdom zusammenfiel, der ostwärts gelegene Theil des Domes für den kirchlichen Gebrauch hergerichtet war. Der Ostchor allein, dessen Bemalung um 1200 war vollendet worden, konnte unter den glänzenden Verhältnissen jener Zeit kaum genügen, so daß gleichzeitig die Benutzung des Schiffes muß angenommen werden. Ueberdies entspricht es auch durchaus nicht der Oekonomie des Baubetriebes, wie sie im Mittelalter durchweg gehandhabt wurde, an einem weitschichtigen Bau Aufgaben von ausgedehntem Umfang und ganz verschiedener Art zumal in Angriff zu nehmen. Die Gründung des Westchores ist aus diesen Erwägungen an das Ende von Konrad's Bauunternehmungen und in der Zeitfolge nach der Neuwölbung des Mittelschiffes zu setzen.

Ueber die fernere Gestaltung des begonnenen Neubaus bleiben wir auf lange Zeit ohne Nachricht.²⁾ Die schwie-

1) Bockenheimer, a. a. O. S. 38, vergl. S. 32 führt auf Sigfrids III. Grabschrift Bezug nehmend, den Ursprung des Westchores gleichfalls auf Konrad I. zurück. — Hegel, Chroniken. Mainz, II. Verf. Gesch. S. 43.

2) Nach einer bisher allgemein getheilten Annahme wird die Erwähnung eines Beneficiums der Bartholomäuscappelle in dem Sinne gedeutet, daß ein Theil des westlichen Querschiffes bereits 1228 vollendet gewesen sei. Noch Bockenheimer, a. a. O. S. 40, spricht sich dahin aus: „Was... den westlichen Querarm anbelangt, so steht urkundlich fest, daß 1228 bereits ein Altar (Bartholomäusaltar) im nördlichen Theile desselben gestiftet wurde.“ Nun geschieht zwar in einer nicht datirten Urkunde des EB. Sigfrid III. (um 1230), zum erstenmal vollständig mitgetheilt von Bockenheimer, a. a. O. S. 67 ff., einer Capelle des heil. Bartholomäus Erwähnung. Ihre Einkünfte werden vermehrt (Cristianus... Decanus capellam seti Bartholomaei cum censibus curie camerarii libra videlicet quos diete capelle vult de cetero atinere... dedit et deputavit pro remedio anime de patrimonio suo); allein es ist keineswegs gesagt, daß der Altar, um dessen Dotirung es sich handelt, sich im Dom befinde und neu erbaut worden sei. Aus dem Zusammenhang geht vielmehr mit Gewißheit hervor, daß die Capelle des heil. Bartholomäus bereits bestand, daß deren Beneficium von dem jeweiligen Decan des Capitels vergeben und nur das Einkommen von dem Decan Christian aus dessen eigenem Vermögen erhöht wurde, so daß ein Kleriker davon leben konnte. Gleichzeitig bestimmte EB. Sigfrid für den anderen Sacristan-Priester die mit dem unteren Raum der Gotthardcapelle verknüpfte Altarstiftung (capellam seti Gothardi inferiorem cum suis pertinentiis). Des Bartholomäusaltars erwähnt Guden. Cod. dipl. II. p. 765. in dem Elenchus vicariarum mit den Worten: S. Bartholomaei quae et S. Petri ad Vincula. Fundationem Georgius Helwich... tribuit, circa an. 1228, Decano Christiano; et quidem ad procurandum officium Arae maioris. Cui paulo post Archiep. Sifridus Sacerdotem adiunxit, investitum Capella inferiori S. Gothardi. Ursprünglich waren demnach, wie oben bereits gesagt, beide Stiftungen getrennt, ihre Einkünfte aber so gering, daß Erzbischof Werner 1270 nach einer bei Guden. l. c. p. 766 mitgetheilten Urkunde zu deren Aufbesserung durch eine Weinspende sich veranlasst sieht, ... quod proventus Capelle... S. Godehardi et Altare, S. Petri in ipsa... ecclesia essent adeo tenues et exiles... hoc duximus statuendum, quod due Carrate de torculari nostro in Algesheim officiantem nostram Capellam [S. Godehardi]... Et altera, deservienti ad Altare predictum [S. Petri] de Capituli nostri cellario debeant... ministrari. Hier wird nunmehr ausdrücklich zwischen einem Beneficium der erzbischöflichen Palastcapelle (capella S. Godhardi — nostram capellam) und einer Altarstiftung innerhalb der Domkirche (altare S. Petri in ipsa ecclesia) unterschieden und ersterer aus den Einkünften der erzbischöflichen Tafel, letzterer aber aus dem Keller des Domecapitels die Aufbesserung zugewiesen. Offenbar war im Laufe einiger Jahrzehnte bereits während des XIII. Jahrh. das Beneficium der alten Bartholomäuscappelle, wahrscheinlich nach deren Beseitigung, mit jenem der erzbischöflichen Hofcapelle verschmolzen worden, da nunmehr neben dem Altare des heil. Petrus (ad vincula) überhaupt nur noch von einer zweiten Stiftung in der Gotthardcapelle die Rede ist, während im Ganzen drei bestimmt geschiedene Beneficentitel vor-

rigen Verhältnisse in der Stadt und dem Erzstift lassen längere Unterbrechungen vermuthen. Erst Sigfrid III. nahm mit thatkräftiger Hand die Sache des Weiterbaues auf. Gleichzeitig mit der Ordnung des Schuldenwesens, das schwer auf dem Erzstift lastete und nur durch einschneidende und darum schwierige Maafsregeln¹⁾ konnte gehoben werden, suchte er für den Dombau Mittel zu gewinnen. Im Hinblick auf die Verantwortung vor Gottes Gericht und den Werth der guten Werke legte er die Vollendung der Mutterkirche den Gläubigen an's Herz. Er weist darauf hin, daß der Bau sich aus Mangel an Mitteln bereits über viele Jahre hinziehe und aus dem eigenen Vermögen der Kirche kaum zu Ende gebracht werden könne. Aus Liebe zur Hauptkirche der Diöcese, welcher die Gläubigen durch das Band geistiger Kindschaft eng verknüpft seien, möchten sie darum von den ihnen von Gott verliehenen Gütern mittheilen, um an der ewigen Herrlichkeit dann theil zu nehmen. An die Spende von Beiträgen knüpfte Sigfrid dann seinerseits geistige Gnadenerweise. Von dem Erlaß dieses Aufrufes, 27. Juni 1233²⁾, vergingen übrigens noch volle sechs Jahre, bis der Bau die kirchliche Weihe erhalten konnte.³⁾ Die Mittel scheinen demnach, gegenüber den großen, noch zu lösenden Aufgaben am Westchor, nicht eben reichlich geflossen zu sein. Sigfrid nahm übrigens unablässig die Angelegenheiten seiner Domkirche wahr. Da die Kirchengeräthe gering waren und der Ergänzung bedurften, so ertheilte er 1238 gegen ein Entgelt von fünf Mark zur Beschaffung eines Ornatstückes jährlich je zwei Canonikern des Domcapitels Dispens von Residenz und Chorpflicht.⁴⁾ Um weni-

kommen (Untercapelle St. Gothard, Capelle des heil. Bartholomäus und im Dom selbst S. Petri ad vincula). Bourdon, Epitaphia in Eccl. Metrop. Mogunt., 1727, Abschr. in meinem Besitz, p. 29 bemerkt bei der Gothardcapelle: Quod S. Bartholomaei appellatum fuit sub hoc titulo erectum et dotatum anno 1228 a Christiano Dec. Metrop., successu autem temporis vocata fuit Petri ad Vincula, quia onera seu feriae vicariae huius nominis, quae fuit in perpetuum extincta anno 1545, fuerunt huc translata. Die Stiftung des Bartholomäusaltars berührt somit die Domkirche selbst durchaus nicht. Möglicherweise knüpfte sie an das alte Oratorium S. Bartholomäi (s. o. z. J. 1081 bezw. 1069) an, das wohl durch den Neubau des Westchores verdrängt wurde, in dem die damit verbundenen Stiftungen zunächst mit jener der Unterkirche von St. Gothard vereinigt wurden. Nur durch eine Reihe von Verwechselungen konnte es somit geschehen, daß man aus der gelegentlichen Erwähnung der Stiftung in der Bartholomäuscapelle eine theilweise Vollendung des Westbaues um 1230 (meist 1228) folgerte. Will, a. a. O. II. S. 211, Nr. 4 gedenkt darum bei der fraglichen Stiftung auch nur der Bestallung und Obliegenheiten der beiden Sacristane, und die Annahme einer Altarstiftung im Dom selbst wird gänzlich übergangen.

1) Durch Besteuerung des kirchlichen Einkommens mit dem zwanzigsten. Will, a. a. O. II. S. 226, Nr. 95 u. 96. 18. Juni 1233. Vgl. Bockenheimer, a. a. O. S. 39. — Hennes, Erzbischöfe, S. 135.

2) Guden. Cod. dipl. II. p. 526. Quia, ut ait Apostolus, stabimus omnes ante tribunal Xpi, recepturi prout in corpore gessimus, sive bonum fuerit sive malum; oportet nos diem messionis extreme, Misericordie operibus prevenire: ac eternorum intuitu seminare in terris, quod reddente domino cum multiplicato fructu colligere debeamus in Celis. . . Cum igitur Fabrica Matris nostre, maioris Ecclesie Maguntine, que morose fit propter rerum defectum multorum annorum spatio, de suis facultatibus vix valeat consummari. . . monemus. . . quatinus de bonis vobis a Deo collatis filiali affectu relevare curetis indigentiam Matris nostre, cui tamquam filii spiritalis obligati estis vinculo speciali; vt per hec et alia bona que Domino inspirante feceritis, eternam mereamini beatitudinem possidere. Vgl. Will, a. a. O. II. S. 227, Nr. 97. — Bockenheimer, a. a. O. S. 39. — Hennes, Erzbischöfe, S. 137.

3) Guden. I. c. p. 527 macht die (auch Bockenheimer a. a. O. S. 39 gegenüber) durchaus zutreffende Bemerkung: Atenim lente processisse sumptuosissimam huius Archibasilicæ fabricam inde colligitur, quod demum sexennio post, consummatum se stiterit. Vgl. Falk, in Pick's Monatschr. I. S. 294.

4) Sifridus, Maguntinae sedis archiepiscopus, decano et capitulo Maguntino, ordinationem ad restaurandum ornatum ecclesie Magun-

ges später überträgt er dem Dom zwei Häuser, wovon das eine neben dem Hause Godebold des Aelteren, das andere auf dem Dietmarkt gelegen und beide früher Eigenthum seines Vicars Kunrad gewesen waren. Er knüpft daran die besondere Bedingung, daß deren Erlös zur Erweiterung der Fenster in der Domkirche sollte verwendet werden.¹⁾ Es handelt sich hier offenbar um eine nicht unbedeutende Schenkung, welche der Kirchenfabrik zugewandt wurde, und in gleichem Verhältniß wohl um eine gröfsere Bauunternehmung, an welcher dem Erzbischof offenbar viel gelegen war, da er das Erträgniß beider Häuser zu dem besonders bezeichneten Zweck will verwendet wissen. Nach dem Wortlaute handelte es sich um die Veränderung bereits bestehender Fenster. Die Erweiterung von Fenstern bei einem in Ausführung begriffenen Bau war in jener Zeit, wo kostspieliges Stab- und Maafswerk in der mittelrheinischen Bauweise noch nicht Eingang gefunden hatte, nicht nur nicht mit gröfsere Ausgaben verknüpft, sondern war in rein baulicher Beziehung (und darum dreht es sich lediglich) geradezu als Ersparniß zu betrachten. Wohl aber war die Abänderung von vorhandenem, namentlich wenn es große Verhältnisse und zahlreiche Fälle betraf, eine ausgiebige Unternehmung. Fragen wir nach der Oertlichkeit, wo die Erweiterung der Fenster in dem angegebenen Sinn möglich und wahrscheinlich ist, so ist es eben am Westchor, der in demselben Jahre seiner Einweihung entgegenging, somit hinsichtlich des Gesamttraumes vollendet war und nunmehr die letzten Einrichtungen für seine eigentliche Bestimmung erfuhr. Bei der Baubeschreibung weiter unten wird sich Gelegenheit geben, die einschneidenden Maafsnahmen zu erörtern, welche in diesem Sinne getroffen wurden und am Bau offen zu Tag liegen; hier genügt es einstweilen festzustellen, daß Sigfrid bei seiner Schenkung die Erweite-

rinae, qui tenuis est, factam, videlicet ut singulis annis duo ex canonicis licentiam habeant eundi vel standi, quo vel ubi voluerint, et uterque eorum quinque marcas ad ornatum aliquem comparandum exsolvat, confirmat atque approbat. — Datum Magunt. anno dñi M.CC.XXXVIII octavo Idus decembris. Aus dem Copialbuch des Mainzer Domes, z. Zt. im Kreisarchiv zu Würzburg. Falk in Pick's Monatschr. I. S. 294. — Will, a. a. O. S. 152, Nr. 308.

1) Idem [Sifridus] domum illam contiguam domini Godeboldi senioris, civis Moguntini, et domum aliam sitam in foro gentili, quae ambae fuerunt Cunradi dicti de Brunswic, vicarii sui, ob reverentiam beati Martini maiori ecclesiae confert pro luminaribus ampliandis in ipsa. Actum M.CC.XXXVIII. (Nach Will, a. a. O. II. S. 256, Nr. 333 im 10. Jahr des Pontificats, also 1239.) Ebenfalls aus dem Copialbuch wie oben. Falk in Pick's Monatschr. I. S. 294 bemerkt dazu: „Was unter den luminaria amplianda zu verstehen, kann ich nicht gut erklären, wohl der Maueröffnungen, welche zum Einlassen des Lichtes dienen.“ — Joannis, Rer. Mog. I. p. 599²⁾ gibt folgenden Vermerk: „Dein, ipso hoc anno XXXIX, duas quae Conradi de Brunsvic fuere, domus ad fenestras laxandas benigna donavit manu.“ — Wetter, Dom, S. 53 versteht die „Erweiterung der Fenster“ dahin, wie wenn Sigfrid eine Umgestaltung der Fenster in der Sargwand des romanischen Schiffbaues im Sinne der Gothik beabsichtigt habe, greift aber damit offenbar zu weit vor. Will, a. a. O. bietet weder Uebersetzung, noch nähere Deutung der Stelle, sondern theilt lediglich den Wortlaut mit. Ob die Ausstellung der Urkunde, bezw. die Schenkung selbst so bestimmt und eng zwischen die nächst datirten Regeste vom 2. und 4. Juli einzugrenzen ist, dürfte um so weniger angezeigt sein, als es sich um eine Bauveränderung handelte, die Zeit in Anspruch nahm und sicher nicht am Vorabend der Einweihung ausgeführt werden konnte. Die Schenkung wäre unter diesen Umständen allgemein in das 10. Jahr des Pontificats und zwar thunlich in dessen Anfang zu verlegen. Die beiden Häuser erscheinen übrigens nochmals in einem von Bockenheimer, a. a. O. Beil. I. S. 65 mitgetheilten Actenstück vom Jahre 1255 über die Lampen im Dom. Es heifst darin: De Domo Conradi de Brunswich juxta domum que dicitur ad cornum cervi sol. colon. VI. Item de domo in foro gentili juxta curiam de Diegel sol. col. V. Das Domkapitel hatte sie demnach in seinem Besitz erhalten und nur die Erträgnisse für die Kathedrale verwendet.

zung der Fenster zunächst des Westchores im Auge hatte, und daß die thatsächlichen Verhältnisse die Bestätigung dieser Annahme liefern.

Sigfrid war darauf bedacht, die Domweihe mit größter Feierlichkeit zu vollziehen. Ein Provinzialconcil ging voraus. In dem Einladungsschreiben¹⁾ an die Suffraganbischöfe ersuchte er diese, bischöflichen Ornat und Insignien mitzubringen, damit sie bei der Kirchweihe, welche er am Schluß des Concils vorzunehmen gedenke, ihn verbeistanden könnten. Die Festfeier sollten sie in ihren Sprengeln verkündigen und die Gläubigen ermahnen lassen, derselben andächtig beizuwohnen. Die Weihe²⁾ wurde unter der Theilnahme aller Suffraganbischöfe vollzogen; Bischof Konrad von Hildesheim allein war krankheitshalber nicht erschienen. Dagegen wohnte König Konrad IV. der Feier an, und eine unzählige Menge Volks strömte herzu, so daß sogar die ganze Umgegend von Fremden besetzt war.³⁾

1) Hartzheim, Concilia Germ. III, p. 568. *Fraternitati vestrae de nostra arce Metropolitana precipimus districte, quod ad Provinciale Synodum, quam apud Moguntiam anno praesenti, auctore Domino, prima die Julii celebrare decrevimus, omni difficultate postposita venire curetis. . . Rogamus insuper caritatem vestram attente, quia vestra vobiscum Pontificalia faciatis deferri, ut nobis in Dedicatioe nostrae Ecclesiae, quam statim celebrato Concilio, vita comite, celebrare proponimus, assistatis et consecrationem eandem per vestram faciatis Dioecesim sollempniter publicari, Vestros subditos in Domino exhortantes, ut ad ipsius consecrationis sollempnia devote concurrant, largifluis indulgentias recepturi.*

2) Der Wortlaut der Consecrations-Urkunde in Ordinarius sive Registrum praesentiarum sec. chorum eccl. Magontine. Mspt. fol. saec. XVI., das langhergebrachte Gewohnheiten enthält und viele, zum Theil sehr alte Nachrichten begreift, in der Seminarbibliothek, Abschr. in meinem Besitz. Fol. 380. In nomine sanctissime trinitatis anno dominice incarnationis millesimo ducesimo tricesimo nono. quarto nonas Julij per reverendissimum dominum Siffridum tercium archiepiscopum Magontinum consecrata est maior ecclesia Magontina in Honore Domini nostri Jesu Christi et gloriose et perpetue virginis Marie matris eiusdem domini nostri Jesu Christi et Beati Martini illius signipotentis Episcopi patroni nostri et Confessoris, et aliorum plurimorum sanctorum. Der Text bei Will, a. a. O. II. S. 256, Nr. 334 nach späteren Abdrucken hat an manchen Stellen abweichende Schreibung. Die Consecration bezog sich zunächst doch nur auf den neuen Westbau und kaum auf den Dom in seiner ganzen Ausdehnung. Die älteren Theile waren jedenfalls längst und ununterbrochen in gottesdienstlichem Gebrauch, worauf auch Falk (Pick's Monatschr. a. a. O. S. 294 mit Beziehung auf Annal. Colon. Maximi, M. G. SS. XVII, 844 In die Thimothei, scilicet in octava assumptionis, imperator diademate imperiali insignitus in ecclesia Maguncensi, fere omnibus principibus astantibus, debito honore refulsit.) mit Recht bei Gelegenheit der großen Reichsversammlung 15. Aug. 1235 hinweist. Die oben (Sp. 198) ausgesprochene Annahme, daß der neue Westchor an die Stelle des alten Martinus-Sanctuarium getreten, wird in so fern unterstützt, als der Neubau jetzt abermals dem heil. Martin geweiht wird. Da der Westbau pars maior et principalis war, so wurde dessen Consecration für den übrigen Theil der Domkirche und namentlich deren Titel bestimmend, insofern der Ostchor unverändert dem heil. Stephanus gewidmet bleiben. Die Mainzer Kirche beging das Fest der Kirchweihe am 4. Juli bis zum Untergang des alten Erzstiftes. Die Bemerkung von Will, a. a. O. S. 256, Nr. 334, wohl durch Falk, Gesch. des Domes zu Mainz, 1875, S. 14 veranlaßt, daß dieser Weihtag noch gefeiert werde, ist demnach nicht zutreffend. Der Hochaltar des neuen Westchores war gleichfalls dem heil. Martinus gewidmet. Bis zu den Verwüstungen zur Zeit der französischen Invasion trug das Gebälk des Ciborienaltars folgende Inschrift: *Aurea Moguntia Sanctae Romano Ecclesiae specialis vera filia. Assis nobis in agone venerande Patrone tua benedictione Martine o bone, ut tuae simul coronae [memoriae?] consortes et gloriae. Bourdon, Epitaphia l. c. p. 5. — Bei Bockenheimer, a. a. O. S. 51 in etwas abweichender Lesung. Zur Consecration des Hochaltars bemerkt der Ordinarius l. c. Hec sunt reliquae recondite in altari beati Martini. De tibia beati petri Apostoli. Andree Mathei Laurencij Marci evangeliste Hypoliti. Sanctorum thebeorum martirum Abdon et Sennes Vndecim milium virginum Augustini. Maximini. Egidij Cecillie virginis Lucie virginis de capillis et Veste sancte Elisabeth. Et aliorum. Am 1. Mai 1236 hatte unter Betheiligung des EB. Sigfrid die feierliche Erhebung der Gebeine der 1. Juni 1235 durch Papst Gregor IX. kanonisirten heil. Elisabeth zu Marburg stattgefunden, deren Name nun auch unter den beigefügten Reliquien erscheint.*

3) Will, a. a. O. II. S. 255, Nr. 331, S. 256, Nr. 334. — Bockenheimer, a. a. O. S. 38. — Hennes, Erzbischöfe S. 136. —

Bauliche Gründe, welche unten näher zu erwägen sein werden, legen die Vermuthung nahe, daß mit der Weihe selbst noch nicht die Vollendung des Westbaues in allen seinen Theilen, namentlich nicht die des Vierungsthurmes zusammenfällt.¹⁾ Daß die Bauthätigkeit am Dom keineswegs abgeschlossen war, ist urkundlich belegt durch die am 27. Juni 1243 durch Bischof Friedrich von Eichstätt feierlich vollzogene Weihe der Stiftsgebäude des Domes.²⁾ Was alles unter der Bezeichnung „monasterium in maiori ecclesia Moguntie“ zu verstehen ist, läßt sich freilich in Wirklichkeit nicht nachweisen, da um die Wende des 14. Jahrhunderts die Stiftsgebäude sammt dem Kreuzgang völlig erneuert wurden. Ob die großartige Halle, die s. g. Memorie, welche an die Südseite zwischen die Seitencapellen und das Transept sich einschleibt, zu den Bauten des monasterium gerechnet werden darf, ist höchst fraglich. Wenn sich auch die Zugehörigkeit dieses Raumes zu den Stiftsgebäuden begründen ließe, so sprechen neben der ganzen baulichen Anlage und Durchführung die Bauformen sammt der Ornamentik für eine frühere Vollendung, die selbst dann angesprochen werden müßte, wenn auch die Weihe dieses Bautheiles gemeinsam mit jener des monasterium stattgefunden hätte. Aus der Thatsache, daß die Weihe der Stiftsgebäude (monasterium) mit großer Feierlichkeit unter Assistenz der Suffragane voll-

Joannis, Rer. Mog. I. p. 599. In qua dedicatione tanta populorum multitudo conuenit, ut omnes, non civitas ipsa, non campus caperet, sed trans Rhenum, apud Castellum et in insulis stationes fieri oportebat.

1) Wie ich mit Cuypers, Dom, S. 3, Sp. 2 früher schon angenommen habe. Vgl. Wetter, Dom, S. 39, welcher die Kuppel jedenfalls an den Schluß der Bauperiode setzt.

2) Et die tertia, quia D. Moguntinus officium personaliter exequi non poterat, monasterium in maiori ecclesia Moguntie, omnibus qui ibi erant episcopis sibi cooperantibus, et rege Conrado presente [dns Eystetensis] gloriosissime dedicavit. Guden. Cod. dipl. I. p. 578. — Bohmer, Reg. Conradi IV. S. 257 war der Meinung, das Mainzer Concil von 1243 sei „nunmehr aus der Kirchengeschichte zu streichen.“ In Folge dessen glaubte Falk, Kunstthätigkeit z. J. 1243, daß auch die bezügliche Notiz von der Consecration des Monasterium mit der Weihe des Domes 1239 identisch sei. Bockenheimer, a. a. O. S. 41 folgt dieser Anschauung und sagt, es „liegt einfach eine Verwechslung insofern vor, als die Nachrichten über das Concil von 1239 zum Jahre 1243 wiederholt werden.“ Will, a. a. O. II. S. 273, Nr. 445 hält insofern die neuerdings begründete Angabe entschieden aufrecht und gibt nur zu die Unrichtigkeit der Nachricht von König Konrads Anwesenheit. Unter diesen Umständen liegt somit kein Grund vor, die hier angeführte Consecration des Monasterium fallen zu lassen. Wenn Bockenheimer, a. a. O. weiter sagt: „In Bezug auf die Einweihung liegt noch eine andere Verwechslung vor; es soll nämlich 1243 das Monasterium maioris ecclesiae eingeweiht worden sein, und in diesem monasterium, das doch identisch mit dem Dome ist, fand man außer den Wohnungen der Domherren den Kreuzgang mit den dabei befindlichen Oratorien und Kapellen“, und dann beifügt: „Unser jetziger Kreuzgang wurde unter Erzbischof Johann II. (1397—1419) vollendet“, so ist dagegen zu bemerken, daß die fragliche Urkunde durch die Ausdrucksweise: monasterium in maiori ecclesia die Annahme ausschließt, es sei monasterium mit der Kirche selbst identisch. Zudem gebrauchen die gleichzeitigen Quellen, wie die Nachrichten von der Weihe von 1239 beweisen, monasterium keineswegs mehr synonymisch mit Domkirche, welche hier ecclesia oder ecclesia maior genannt wird. Endlich kann der jetzige, gothische Kreuzgang durchaus nicht gegen Stiftsgebäude des 13. Jahrhunderts beweisen. Ueberhaupt muß monasterium weiter als „Kreuzgang“, wie auch Will, „Domkreuzgang“ a. a. O. setzt, gefaßt werden. Kreuzgang ist nur ein Theil der den Stiftszwecken gewidmeten Baulichkeiten. Wie solche im 13. Jahrh. beschaffen waren, zeigen u. a. die beim Dom zu Trier erhaltenen Bauten, vgl. Schmidt, Baudenkmal in Trier, II., in kleineren Verhältnissen auch die Stiftskirche zu Aachenburg. Vgl. Moller, Denkm. I. Taf. 14—16. Lotz, Kunsttopographie, II. S. 20. Wenn übrigens Bockenheimer, a. a. O. S. 42 die Erbauung, bez. Weihe eines Kreuzganges 1243 um deswillen bestreitet, weil die Nikolauscapelle im Weg gestanden habe, so täuscht er sich in der Voraussetzung, daß die 1251 erwähnte Capelle dieses Namens die heute vorhandene sei, da diese viel jüngeren Ursprungs ist, wengleich eine Nikolauscapelle vorher schon bestand.

zogen wurde, darf mit Recht gefolgert werden, daß es sich hier um ausgedehnte, monumentale Bauten handelte. Ist freilich heute davon nichts mehr erhalten, indem im folgenden Jahrhundert ein abermaliger Umbau stattfand, so erlaubt die Ausbildung der Architektur des Westchores einen Schluf auf die Gestaltung der Stiftsbauten im Allgemeinen, um in denselben einen auf großem Fuß ausgebildeten Gebäudecomplex vorauszusetzen.

Die großen Bauleistungen der ersten Jahrzehnte des 13. Jahrhunderts am Mainzer Dom zeigen die durch nieder-rheinische Einflüsse zwar mannichfach berührten Formen jener überlieferten Kunstanschauungen, welche in den älteren Bautheilen des Domes selbst, wie in den Nachbardomen vertreten sind. Die Bewegung aber, welche bereits vor der gänzlichen Vollendung des Westchores ihre Kreise von Westen her zum Mittelrhein gezogen hatte, sollte nunmehr auch am Mainzer Dom in einer entscheidenden Weise zum Ausdruck kommen. Die Grundform des Baues war freilich auf den Ueberlieferungen festgestellt, welche die erste Hälfte der mittelalterlichen Kunstentwicklung kennzeichnen, und in so fern kann die Anlage des Mainzer Domes als eine geschlossene betrachtet werden. Die Voraussetzungen der romanischen Kunstweise beherrschen die Gesamterscheinung des Gebäudes, wiewohl die einzelnen Bauglieder die Ausdrucksweise der jeweiligen Bauzeiten vertreten. Nunmehr aber sollte die Gothik in glänzender Weise ihren Einzug halten.¹⁾ Die Erweiterung des Schiffbaues durch Capellenreihen bot hierzu die Gelegenheit.

Eine Reihe von Altarstiftungen war aus älterer Zeit bereits vorhanden.²⁾ Wie dieselben in dem Gebäude oder in anliegenden Oratorien untergebracht waren, entzieht sich im Ganzen unserer Kenntniß. Offenbar drängte jedoch das Bedürfnis dazu, in einer durchgreifenden, der Würde des Domes und seines Stiftes entsprechenden Weise eine neue und befriedigende Auskunft zu treffen. Unter Erzbischof Wernher von Epstein (1259—1284) wurde das große Unternehmen in's Werk gesetzt. Im Frühjahr 1279, am 4. März³⁾ begann der Bau der ersten Capelle, von Osten her, S. Victor, an der Nordseite des Domes. Noch in demselben Jahre wird die Weihe des Nazariusaltars⁴⁾ gemeldet, der in der dritten Capelle, stets

1) Bei der Spärlichkeit der Nachrichten zur Geschichte des Baues verdient ein Brand verzeichnet zu werden, der 1285 einen Thurm und die neuen Vorrathshäuser der Stiftsgebäude in Asche legte. M. G. SS. XVII, 77 melden die Ann. brev. Wormat. 1285. Ecclesia s. Marie ad gr. una turris maioris Mogunt. et nove ypothecae ibidem exuste sunt.

2) Vgl. Guden. Cod. dipl. II. Elenchus vicariar. eccl. metropol. Mogunt. p. 727 sq. Bockenheimer a. a. O. S. 43 bemerkt: „Nach einer Nachricht in Bourdon's Sakristeibuch [? wo] sollen zum Zwecke der Errichtung neuer Kapellen die früher außerhalb des Domes gewesenen Oratorien der HH. Remigius, Nicolaus, Amandus, Ferrutus abgebrochen worden sein.“

3) Guden. Cod. dipl. II. p. 776. Altare [S. Victoris] quando consecratum fuerit, discimus ex tabella ibidem appensa. „Anno Domini MCCLXXIX, IIII Nonas Martii inchoata fuit fabrica Capellarum huius ecclesie sub Reverendo Patre et Domino, D. Wernhero Archiepiscopo Moguntino; Venerabilibus Simone Decano, Emerchone de Schonecke, Ottone de Rudensheim; Canonicis et Magistris ipsius Fabricae. Et hoc Altare dotatum est a Vener. Dno Ludovico, Scholastico dicte ecclesie, et consecratum a Rev. Patre . . . Widekino Missensi Episcopo, in honore Trinitatis, SS. mart. Victoris et sociorum eius et SS. Georgii et Wenceslai . . . Anno . . . MCCLXXIX quarta feria post festum Pentecostes (etc).“ Vgl. Joannis Rer. Mog. II. p. 217. Es ist bezeichnend, daß die Urkunde, welche der ganzen Fassung nach bei Gelegenheit der Consecration aufgenommen worden war, auf die ganze Capellenreihe, fabrica Capellarum, bereits Rücksicht nimmt und damit förmlich das Bauprogramm documentirt.

4) So deutet Falk, Kunstthätigkeit, S. 21 die Consecrationsurkunde eines Altars gewiß richtig.

von Osten gerechnet, durch den Domdecan Ludwig war gestiftet worden. Wenn erst aus dem Jahre 1280 die Vermehrung der Einkünfte der zwischen beiden liegenden, größeren Barbaracapelle gemeldet¹⁾ wird, so beweist das keineswegs für spätere Inangriffnahme dieses Joches; ebenso wenig kann die erst nach fünf Jahren, am Mittwoch nach Pfingsten, 31. Mai 1284, vollzogene Consecration des S. Victors-Altars²⁾ als genau damit zusammenfallende Zeit der Vollendung der Capelle selbst aufgefaßt werden. Der Lage nach schloßen sich im Fortschreiten gegen Westen die Capellen also an: S. Magnus wird im Jahre 1291 urkundlich erwähnt;³⁾ S. Lambertus ward 1291 consecrirt;⁴⁾ S. Bonifatius, nicht näher erwähnt; SS. Petrus und Paulus wird 1290 vom Decan Gebehard dotirt.⁵⁾ Aus unbekanntem Gründen wurde die Fortsetzung der Capellenreihe bei dem Marktportal unterbrochen, und ein daselbst im Bau begriffenes Joch blieb unvollendet⁶⁾ bis zum Jahre 1874—75 liegen, wo dann wenigstens dessen Raum zu der anliegenden Capelle gezogen wurde; ein organischer Ausbau erfolgte übrigens auch da nicht. Wenn von der erstgemeldeten Gründungszeit der ganzen Capellenanlage, 1279, bis zu der spätest erwähnten Consecration, 1291, auch zwölf Jahre verflossen, so ist, angesichts der stilistischen, wie baulichen Beschaffenheit der inneren und äußeren Architektur der Capellen, kaum Grund vorhanden, für die Bauausführung

1) Guden. Cod. dipl. II. p. 778 cfr. 467. — Falk, Kunstthätigkeit, S. 22.

2) s. o. Sp. 257²⁾. Die von Wetter Dom, S. 54 f. gemachten Angaben bezüglich der Bauzeit und Dotirung der einzelnen Capellen sind nicht ganz zutreffend und bedürfen nach den urkundlichen Anhaltspunkten der Berichtigung. Er hat dies selbst später in seinem Dom u. s. Denkm. S. 9 auch gethan.

3) Guden. Cod. dipl. II. p. 779. . . iam an. 1291, XVII Kal. Julii obvia, litteris, quibus Gerlacus Kraft, „Vicarius sive Capellanus Altaris S. Magni in eccl. Mogunt.“

4) Guden. Cod. dipl. II. p. 769. Fundator tradente G. Helwich in MS. Fridericus de Cronberg, Scholasticus; Capellam iniquens consecratam 1291 per Archiep. Gerhardum. Veruntamen libro III privilegiorum R^{mi} Capituli inscripta reperi sequentia: „Archiepiscopus Moguntinus Anno Domini MCCXXXVI duas Vicarias super ecclesia parochiali Nordenstatt, et Capella S. Lamberti in Vineis extra muro Mogunt. . . fundavit.“ Erstere Angabe dürfte mit dem Neubau, bezw. der Uebertragung des Titels füglich in Zusammenhang stehen und schließt letztere Nachricht ebensowenig aus, wie die Erweiterung der Fundation von S. Barbara.

5) Guden. Cod. dipl. II. p. 767. Gebehardus, Fundator extitit huius ad SS. Petri et Pauli Vicariae. Anno nimirum 1290, deputans hunc in finem bona sua, agros et vineas, in tractu villae Flersheim.

6) Bei dem Marktportal befand sich eine Eingangshalle (atrium) aus älterer Zeit, welche vermuthlich der Fortsetzung der Capellenreihe im Wege stand. Es erhellt dies aus der Uebertragung eines Kramladens von Seiten des Domecapitels und des Capitels von St. Stephan, 28. Febr. 1289 „apothecam unam extra murum atrii prediete maioris ecclesie versus monetam Maguncie sitam nobis communiter attinentem, quam Adelheidis vidua prius a nobis obtinuit, ex resignatione ipsius Adelheidis Heinrico rasori et Gerdrudi sue uxori, civibus maguntinis hereditario iure a nobis obtinendam, concessimus. Baur, Hess. Urkd. II. Nr. 436. Offenbar erhielt sich bis zum Brand von 1767 an dieser Stelle irgend eine längst überkommene Anordnung, welche dann erst durch eine offene Halle im Zeitgeschmack ersetzt wurde. Eine breite, rundbogige Fensteröffnung in der alten Sargwand über dem Portal, jetzt vermauert, deutet auf eine zweigeschossige Anlage der ehemaligen Eingangshalle. Daß dieses Atrium selbst so leicht nicht beseitigt oder auch nur verändert werden konnte, dürfte aus dem Umstande zu folgern sein, daß der genannte Kramladen dicht dabei lag. Solcher apothecae lagen mehrere dicht beim Dom und begründeten, wie bis zur Stunde noch, eine erkleckliche Einnahme für denselben. So z. B. überläßt das Domecapitel 30. Juni 1244 „unam apothecam sitam iuxta monasterium b. Martini contiguum apothecae Heinrici ad pendentem manum.“ Baur, l. c. Nr. 93. Eine apotheca Ekehardi kommt 1319 beim östlichen Thore des Kreuzgangs neben der Allerheiligen Capelle vor. Guden. Cod. dipl. III. p. 173. 1322 Häuser, welche retro Gades in quibus Rasores et Aurifabri sedere consueverunt, gelegen sind. Guden. Cod. dipl. II. p. 785. Ferner wird erwähnt: „uff dem Cram und Gaden an Sente Gothardes Capellen, mit dem Gewölb das sich under die Capellen zieht [1357].“ Guden. Cod. dipl. II. p. 732.

des neu hinzutretenden Theils ein so langes Zeitmaafs in Anspruch zu nehmen. Ueber Mangel an Mitteln verläutet nichts, so daß daraus ein Grund der Verzögerung nicht hergeleitet werden kann. Allein der Anschluß des Neubaus an die verbleibenden Pfeiler des Seitenschiffes und mehr noch der schwierige und gewagte Durchbruch der mächtigen Sargwand und die theilweise Erneuerung der Gewölbe des Seitenschiffes begründen einen verhältnißmäßig langsamen Baubetrieb, dessen Ende übrigens keineswegs durch die Consecration des Lambertusaltars 1291 bezeichnet ist, sondern sehr wohl früher erfolgt sein konnte.

Die Durchführung der entsprechenden Anlage auf der Südseite fand nicht im unmittelbaren Anschluß an das gleiche Unternehmen auf der Nordseite statt. Hier blieb das Werk gänzlich liegen, und an der Südseite begann man schwerlich vor Schluß des 13. Jahrhunderts. Die sehr veränderten Verhältnisse, unter welchen diese Capellenreihe zu Stande kam, wird unten näher zu besprechen sein. Die erste der Capellen, welche in ihrer Zeitfolge diesseits in umgekehrter Richtung, nämlich von Westen gegen Osten fortschreiten, schließt sich in unregelmäßiger Weise an die älteren Bautheile an. Ob hier schon ein dem heiligen Michael¹⁾ geweihtes Oratorium gewesen, dessen Titel auf die neue Capelle übertragen wurde, ist nicht erweisbar, wengleich wahrscheinlich. Die nächstfolgende Capelle ist dem heil. Andreas geweiht. Der am 5. September 1301 verstorbene Canonicus Werner von Lewenstein²⁾ wird vor dem Altar dieses Namens bestattet, so daß damit die bauliche Vollendung der Capelle angezeigt scheint. Die folgende, nach dem heil. Laurentius³⁾ benannt, wurde dann freilich erst 1306 consecrirt, während über die nächstanschließenden, Margaretha und Johannes Baptista, keinerlei Angaben vorliegen.⁴⁾ Jene des heil. Thomas und Dionysius ward am 14. April 1316 geweiht, in dem die letzte in der

1) Ueber die Stiftung bezw. den Bau der Michaelscapelle liegen urkundliche Nachweise nicht vor. 1332 erscheint Johannes dictus Sack, alias Seckelin als Inhaber der Vikarie und verordnet testamentarisch ad unam lampadem in capella S. Michaelis archangeli in ecclesia Moguntina; ebenso, vermacht er sein Brevier dahin und wählt sein Begräbniß ante ianuam ferream, per quam itur a capella s. Michaelis ad consistorium ecclesie Moguntine. Guden. Sylloge, XXVI p. 628 sq. 635. — Falk, Kunstthätigkeit, S. 25.

2) Joannis, Rer. Mog. II. p. 379. Helwichii Elench. Sect. VI. Wernerus de Lewenstein . . . † an. 1301, 3. Non. Septembr. ut liber Animarum . . . habet, sepulturae datus in sacello S. Andreae Apostoli. Vgl. Falk, Kunstthätigkeit, S. 223.

3) Guden. Cod. dipl. II. p. 768. Quum . . . occasione huius structurae sepulchrum altaris veteris recludi oportuerit; testimonium inibi reperiebatur, consecrationis primaevae, sequens: Anno Domini MCCCVI, in crastino beati Nicolai dedicata est hec Capella et Altare per Reverendum Patrem et Dominum, Fratrem Philippum, Episcopum Eystettensem, Sancte Moguntine Sedis Cancellarium, et in honore B. Laurentii Mart. et aliorum Sanctorum, Martyrum, Confessorum, atque Virginum.

4) Guden. Cod. dipl. II. p. 781. Eberhardus de Lapide, Cantor 1306—1334 . . . instituit Vicarias duas, unam ad altare S. Dionysii, alteram ad S. Nicolai in ambitu. . . Aetatem Dionysiani veteris mihi patefecit membran. quidam codex in hunc sensum: He Reliquie

Reihe gegen Osten, zu Ehren Aller Heiligen genannt, 1319 noch im Bau begriffen war, wie aus den diese Capelle betreffenden testamentarischen Bestimmungen des Erzbischofs Peter von Aspelt¹⁾ hervorgeht.

Auch auf dieser Seite vollzieht sich der Ausbau²⁾ der Capellenreihe verhältnißmäßig langsam. Die an den Bauformen hervortretenden Verschiedenheiten dienen übrigens den geschichtlichen Angaben in dieser Hinsicht zur Unterstützung.

Die Gothik hat in den beiden Capellenreihen, wovon jene auf der Nordseite am Ausgang des Mittelalters noch einen späten Zuwachs erhielt, dem romanischen Kern des Gebäudes einen kostbaren Schmuck hinzugefügt: sie hat den Innenraum zu einer gewaltigen, fünfschiffigen Anlage erweitert und ermöglichte diese großartige Umgestaltung durch das ihr innewohnende, rationell entwickelte Strebensystem. Was in baulicher und ornamentaler Weise an den älteren Theilen vorgebildet war, zeigt sich hier in der völligen Reife und Durchbildung. Andererseits ist in der Durchführung dieser seitlichen Erweiterungen eine werthvolle Urkunde niedergelegt für die Umbildung, welche innerhalb des gothischen Stilprinzips sich in wenigen Jahrzehnten vollzog, so daß auch vorwärts die Capellenbauten ein wichtiges Zwischenglied der frühen Erzeugnisse rheinischer Gothik und der späten Entwicklung abgeben.³⁾

sunt recondite in Altari S. Dionisii Ecclesie Mogunt. Quod quidem Altare dedicatum fuit Anno Dominice incarn. MCCCXVI feria quarta post diem Resurrectionis D. N. I. XPI. Videlicet Thomae Ap. . . Dionisii . . . et aliorum . . . Sanctorum, quorum nomina igneramus.

1) Das Testament vom 21. Februar 1319 bei Guden. Cod. dipl. III. p. 160. Item donamus et deputamus redditus quinquaginta maldrorum siliginis . . . ad dotandam Capellam que ad presens construitur immediate apud hostium per quod itur ad ambitum ecclesie nostre, versus ecclesiam S. Marie; que capella in honore Omnium Sanctorum consecrabitur. Weitere Bestimmungen vom 25. August 1319, l. c. III. p. 173 erwähnen der Capelle abermals: Item . . . et legamus Redditus (50) maldr. silig. . . ad dotandam Capellam que iuxta apotecam Ekehardi construitur et in honorem omnium Sanctorum consecrabitur. cfr. Elenchus Vicariar. l. c. II. p. 784. — Falk, Kunstthätigkeit, S. 23 verzeichnet diese Zuwendung bezw. den Bau, ohne genügenden Grund, unter dem Jahre 1317. — Heidemann, Peter von Aspelt, 1875, S. 313. Daß übrigens das heute bestehende Thor des Kreuzganges nicht gemeint sein kann, versteht sich bei dessen jüngerer Bauzeit von selbst. Beachtenswerth ist, wie auch hier ein Kramladen, apoteca Ekehardi, sich tief in die Baulichkeiten des Domes eingedrängt hatte.

2) Der Bau des Domes findet sich in dieser Zeit u. a. auch bedacht durch Hedwig von Morle, welche in ihrem Testament vom Jahre 1318 s. m. et d. „den bu zu Menze zu s. Martin, zu unsir vrowen an den bu, zu Aldinmunster, St. Agnes, Dalheim, Stephan, Prediger, Barfüßer“ mit Geldspenden in ihr Erbe einsetzt. Arnburger Urkd. II. S. 327, Nr. 480.

3) Ob das im Jahre 1312 gemeldete, große Erdbeben den Dom geschädigt habe, ist nicht erwiesen. Die schon wegen ihrer Fassung merkwürdige Angabe bei Guden. Sylloge, p. 342 verdient immerhin hier eingereiht zu werden.

Anno milleno, tria C, quadrin, simul octo,
Quando conversi celebratur vespere Pauli,
Est visus motus tellueris nimius:
Templa Moguntina quod ob hoc sunt scissaque bina.

(Schluß folgt.)

Kaiser Wilhelms-Universität Straßburg.

I. Physikalisches Institut.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 59 bis 63 im Atlas.)

Das physikalische Institut gehört zu der Baugruppe, welche für die naturwissenschaftliche und mathematische Facultät der Kaiser Wilhelms-Universität im Zusammenhange

mit dem allgemeinen Collegienhause auf dem durch die Niederlegung der Festungswerke gewonnenen Terrain vor dem alten Fischerthor errichtet worden ist. Es hat seine

Stellung in der Querachse dieser Gebäudeanlage erhalten, und zwar auf der südlich gelegenen Seite, nach der Stadt zu, gegenüber einem zur Zeit noch unbebauten, gleichfalls der Universität gehörigen Grundstück, das für andere Institutsbauten, die sich späterhin als nothwendig ergeben möchten, bestimmt ist. Die Hauptansicht des Gebäudes ist ungefähr nach Süden gerichtet, und seine Lage so frei und entfernt von der Straße und dem benachbarten botanischen Institut gewählt worden, daß einerseits der Zutritt des Sonnenlichtes für alle Zeiten gesichert ist, und andererseits die durch den Straßenverkehr etc. unvermeidlich verursachten Störungen und Erschütterungen möglichst weit abgehalten sind, mithin auf die in dem Gebäude vorzunehmenden wissenschaftlichen Untersuchungen nur sehr geringen nachtheiligen Einfluß werden ausüben können.

Das Bauprogramm erforderte für die vielerlei in dem Gebäude verfolgten Zwecke eine große Reihe der verschiedenartigsten Räumlichkeiten, welche sich etwa in fünf Gruppen eintheilen lassen, nämlich:

1) Hörsäle für die physikalischen Vorträge: einen größeren für etwa 150 Zuhörer mit allen Einrichtungen zur Vorführung physikalischer Experimente, und einen kleineren für etwa 40 bis 50 Zuhörer für theoretische Physik;

2) Räume für die praktischen Uebungen der Studirenden, und zwar zwei größere gemeinschaftliche Arbeitssäle und eine Anzahl kleinerer Zimmer für Arbeiten in besonderen Zweigen der Physik, als: Wärme, Licht, Elektrizität etc., dazu ein Zimmer für Waagen, eine Bibliothek und Garderobe;

3) Räume für wissenschaftliche Specialuntersuchungen und Präcisionsarbeiten, je besonders eingerichtet für optische, magnetische, galvanische Untersuchungen u. s. w., zum Theil eisenfrei, mit Einrichtungen zur erschütterungsfreien Aufstellung der Instrumente, zur Erhaltung einer gleichmäßigen Temperatur u. dgl. Hierher gehören auch die Privatlaboratorien des Instituts-Directors und des zweiten Professors;

4) Sammlungsräume für die physikalischen Apparate, und zwar getrennt für diejenigen Apparate, welche bei den Vorträgen und den praktischen Arbeiten des Instituts benutzt werden, und solche, welche veraltet sind, daher nur einen historischen Werth haben und in den Vorträgen etwa noch vorgezeigt werden;

5) Dienstwohnungen für den Director des Instituts, zwei Assistenten und Diener.

Dazu kommen die Nebenräume zur Aufbewahrung von Vorräthen und Requisiten, mechanische Werkstätten, Räume zur Aufstellung galvanischer Batterien, der zur Erzeugung elektrischen Lichtes erforderlichen Maschinen, und alle die Räumlichkeiten, welche sonst für den Betrieb des Institutes, die Heizung desselben u. s. w. erforderlich sind.

Für viele der Räume waren ganz bestimmte Forderungen gestellt hinsichtlich ihrer Lage zu einander und zu den Himmelsgegenden, ferner nach den verschiedenen Geschossen u. s. w.; einige sollten Nordlicht erhalten, andere die Möglichkeit der Einführung des zu den Experimenten nothwendigen Sonnenlichtes fast während des ganzen Tages bieten und dergl.

Es ergab sich, daß dem Bauprogramm am besten mit einem in drei Geschossen angeordneten Gebäude Genüge geleistet werden könne, unter Zuhilfenahme des Kellergeschosses, welches nach Lage der örtlichen Verhältnisse

ziemlich beträchtlich über das Terrain hinaus gehoben werden mußte und daher eine ausgiebige Beleuchtung erhielt. Für den Grundriß wurde im Interesse einer allseitig günstigen Beleuchtung des Gebäudes und der besonderen Anforderungen an einige einzelne Räumlichkeiten die Form eines doppelten T gewählt. Die Länge des Gebäudes beträgt etwa 62 m in der Hauptfront, etwa 39 m bei den Flügelbauten. Der Mittelbau hat bei einer Tiefe von 12 m einen einseitigen Corridor, während die Seitenbauten bei 15 m Tiefe mit Mittelcorridor angelegt sind. Letzterer ist im östlichen Flügel zum Zweck der Gewinnung größerer Räumlichkeiten für die Sammlungen u. s. w. großentheils eingezogen worden; im westlichen Flügel, wo er in allen Geschossen in stattlicherer Ausbildung auftritt, ist er durch Fenster über den Thüren, sowie durch das große Oberlicht der zu allen Stockwerken führenden Haupttreppe reichlich beleuchtet worden. Die Geschosshöhen sind einschließlic der Deckenconstructionen auf 3,50 m für das Kellergeschoß und 4,60 bzw. 4,50 und 3,60 m für die oberen Stockwerke gewählt worden.

Einen der wichtigsten Ausgangspunkte für die Gestaltung des Grundrisses bildete der große Hörsaal, in welchem die mit zahlreichen Demonstrationen begleiteten Vorträge über Experimental-Physik gehalten werden. Da die sich hier versammelnden Zuhörer in den übrigen Räumen des Instituts zu meist wenig oder nichts zu thun haben, so erschien es gerathen, den Hörsaal von letzteren möglichst abzutrennen, und ihm also einen gesonderten Zugang zu geben, wie dies neuerdings schon in einigen verwandten Fällen geschehen ist. Man erreicht dadurch den unschätzbaren Vortheil, daß die mit dem Verkehr der Zuhörer nothwendig verbundenen Störungen aus dem Gebäude entfernt gehalten werden, und daß namentlich der von denselben erzeugte Staub nicht so leicht in die Arbeitsräume gelangen kann, wo er sehr unbequem und für viele feinere Apparate sogar schädlich sein würde. Der Saal ist in das Erdgeschos verlegt und hat seine Stelle an der vorgeschobenen südöstlichen Ecke des Gebäudes gefunden, wo die Möglichkeit am besten gegeben ist, das Sonnenlicht fast zu jeder Tageszeit mittelst Heliostaten einzuführen. Für den Saal war eine annähernd quadratische oder etwas breite Grundrißform verlangt worden, und vor den staffelförmig ansteigenden Sitzreihen der Zuhörer sollte ein geräumiger Arbeitsplatz für den Experimentirtisch und zur Aufstellung größerer Apparate neben und vor demselben frei bleiben. Der Zugang der Zuhörer findet von einem kleinen, unter den Sitzreihen angelegten Vestibül aus statt, neben welchem Räumlichkeiten für Closets und Garderobe, welche letztere allerdings nicht benutzt wird, vorgesehen sind.

Von dem Vestibül führen die in stattlicher Breite angelegten Treppen beiderseitig in zwei geraden Läufen unmittelbar in den Hörsaal, und zwar bis zu etwa ein Drittel der Höhe der ansteigenden Sitzreihen; der Rest der Höhe wird durch schmalere, rückwärts führende und der Steigung der Sitzreihen folgende Treppen erstiegen. Es wird in dieser Weise erreicht, daß die Sitzplätze im Saal auf kürzestem Wege und ohne viel verlorene Steigungen eingenommen werden können. Die Anordnung hat bei der bisherigen Benutzung des Instituts zu keinerlei Störungen oder Bedenken Veranlassung gegeben und dürfte gegenüber der bei verwandten Anlagen sonst üblichen Anordnung, wobei die

Zuhörer in der Höhe der obersten Sitzreihen in den Saal eintreten, erhebliche praktische und ökonomische Vortheile bieten.

In unmittelbarer Verbindung mit dem Hörsaale sollten einerseits der Sammlungsraum für die bei den Demonstrationen gebrauchten physikalischen Apparate, andererseits ein geräumiges Vorbereitungsraum stehen, und dieselben sollten durch breite Thüren mit einander verbunden werden, damit selbst große, auf Rädern und dergl. zu bewegende Apparate leicht aus einem Raum in einen anderen gebracht werden könnten. In dem Sammlungsraum werden die Apparate zwar größtentheils in dicht schließenden Schränken aufgestellt, es erschien aber dennoch erwünscht, ihm eine gegen Staub besonders geschützte, also so viel als möglich von den übrigen Instituträumen abgetrennte Lage zu geben. Da es zudem für die Erhaltung der Apparate geboten ist, diese der Einwirkung des Sonnenlichtes nach Möglichkeit zu entziehen, so ergab sich der passendste Platz für den Sammlungsraum in dem nach Norden gewendeten Theile des Ostflügels.

Für das Vorbereitungsraum war andererseits eine nähere Verbindung mit den Arbeitsräumen des Institutes, besonders mit dem Privatlaboratorium des Directors erwünscht, welche bei der gewählten Lage auch genügend erreicht ist.

In weiterer Folge mußten in der Nähe des Hörsaals und in bequemster Verbindung mit dem Vorbereitungsraum Räume beschafft werden für eine mechanische Werkstatt, sowie für die Maschinen und Batterien, vermittelt deren die für die Demonstrationen im Hörsaal notwendigen Kräfte erzeugt werden. Besonders wichtig ist in dieser Beziehung der unter dem Vorbereitungsraum angelegte und mit demselben durch eine Wendeltreppe verbundene Maschinenraum. Hier ist eine 4pferdige Gaskraftmaschine aufgestellt worden, welche die zur Erzeugung der auch sonst in dem Institut vielfach benutzten galvanischen Ströme und des elektrischen Lichtes dienende Gramme'sche Maschine treibt. Außerdem setzt der Motor ein Triebwerk in Bewegung, vermittelt dessen durch Wellenleitung eine Betriebskraft einerseits in die neben dem Maschinenraum gelegene Werkstatt für Drehbänke etc. und in die benachbarte Schmiede, andererseits in den Hörsaal übertragen wird. Zu letzterem Zwecke ist der Fußboden des Hörsaales neben dem Experimentirtisch durchbrochen, und man kann hier durch Treibriemen Elektrismaschinen und ähnliche Apparate mit Leichtigkeit in Bewegung setzen. — Ein anderer Raum, in welchem Batterien zur Erzeugung starker galvanischer Ströme sich befinden, konnte ferner unter dem Hörsaal angelegt werden, und ist nur von dem Vestibül des Hörsaales aus zugänglich gemacht worden.

Der Hörsaal hat wegen der stark ansteigenden Sitzreihen der Zuhörer eine bedeutende, durch die beiden Hauptgeschosse reichende Höhenentwicklung erhalten, und er ist nicht überbaut worden, damit der Bodenraum über ihm zur Aufhängung langer Pendel und für sonstige, eine große Höhe beanspruchende Apparate mit benutzt werden kann.

Ueber dem Sammlungsraum und Vorbereitungsraum hat die Wohnung des Instituts-Directors eine ruhige, von den Arbeitsräumen des Institutes abgesonderte Lage, mit gleichfalls abgesonderten Eingängen erhalten. Trotzdem ist

aber der Director in seinem Studirzimmer den der meisten Aufsicht bedürftigen Instituträumen nahe genug, besonders auch dem Hörsaal, in welchen er durch eine kleine Thür und vermittelt einer Gallerie unmittelbar gelangen kann, was sich als sehr praktisch bewährt hat.

Die zu der Directorwohnung gehörigen Schlafzimmer liegen ferner im obersten Geschosse des Ostflügels und stehen mit den Räumen des Hauptgeschosses durch untergeordnete Treppen in Verbindung. Neben denselben verbleiben dann noch ausgedehnte Gänge, in welchen die alten und veralteten physikalischen Apparate, die sogenannte historische Sammlung, sowie Vorräthe des Instituts aufbewahrt werden.

Unter dem Sammlungsraum sind im Ostflügel endlich noch die zur Wohnung des Directors gehörigen Wirtschaftsräume und die Wohnung des ersten Institutsdieners angelegt worden. Auch diese hat einen besonderen Eingang erhalten und ist von den Instituträumen vollkommen abgesondert.

Die Gesamtheit der erwähnten Räume nimmt die östliche Hälfte des Gebäudes ein; die andere Gebäudehälfte ist dagegen in wesentlich anderer Eintheilung hauptsächlich für die praktischen Uebungen und wissenschaftlichen Untersuchungen des Institutes eingerichtet; sie hat einen eigenen Haupteingang erhalten, welcher in der äußeren Ausbildung symmetrisch zu demjenigen des Hörsaals angelegt worden ist.

In der Hauptsache sind es hier die beiden Hauptgeschosse, welche die Arbeitsräume enthalten, und zwar ist das niedriger und unmittelbar über dem mit starken Gewölben überspannten Kellergeschosse gelegene und darum in seinem ganzen Gefüge festere Erdgeschosse für die strengeren wissenschaftlichen Untersuchungen, die Präcisionsarbeiten und das Privatlaboratorium des Directors, das obere, zumeist mit Fußboden auf Holzbalkenlagen versehene erste Stockwerk für die praktischen Uebungen der Studenten nebst Nebenräumen für Apparate, Waagen und Institutsbibliothek, sowie für das Privatlaboratorium des zweiten Professors eingerichtet. In dem obersten Stockwerke sind zudem Laboratorien für photographische Arbeiten angelegt und im Kellergeschosse solche für chemische Arbeiten und Gasanalysen, sowie für Arbeiten, welche constanter Temperatur bedürfen. Um in letzterer Beziehung auch strengeren Anforderungen zu genügen, sind sodann unter einigen Räumen des Kellergeschosses neben der Haupttreppe noch einmal zwei Räume beschafft worden, welche vermöge ihrer tiefen Lage unter der Erdoberfläche wenigstens den täglichen Wärmeschwankungen gänzlich entzogen sind.

Endlich hat in der Mitte des ganzen Gebäudes ein tief fundamentirter und über das Dach des Gebäudes hinausragender Thurm seinen Platz gefunden, welcher einerseits zu meteorologischen und astrophysikalischen Beobachtungen, andererseits zu allen denjenigen Präcisionsarbeiten mit Pendeln, langen Manometern, zu Fallversuchen, Versuchen über Schwere u. s. w. bestimmt ist, für welche eine besonders große Höhe erforderlich wird. Der Thurm enthält einen vollständig freistehenden kräftigen Mauerpfeiler, welcher in gleicher Stärke von 1,5 m unter der Kellersohle bis zu der den Thurm abschließenden, 21,5 m über der Kellersohle liegenden Halle hinaufreicht; von da an ist sodann noch ein schwächerer Mauerpfeiler bis zu der etwa 26 m hoch liegenden Plattform des Thurmes aufgebaut. Die Eigenart der in dem Thurme vorzunehmenden Versuche bedingt eine

möglichst gleichmäßige Temperatur in dem ganzen Raume und dabei eine helle Beleuchtung. Der Thurm ist daher so viel als möglich in das Gebäude eingebaut und nach Norden gelegt worden; der Pfeiler ist hohl und durchbrochen construiert, damit innerhalb und außerhalb desselben gearbeitet werden kann, unter Umständen auch an der den Fenstern abgewandten und daher der Wärmeausstrahlung derselben entzogenen Seite.

Die den Thurm der Höhe nach theilenden Balkenlagen lassen um den Pfeiler allseitig einen Raum zur Durchführung von Röhren und dergl. frei, und sind zudem beweglich construiert, damit man an jeden Theil des Pfeilers gelangen könne.

Vor dem Thurm ist ein kleiner isolirender Vorraum angeordnet worden mit einer Wendeltreppe, sowie einem Aufzuge, von welchem aus man durch einen Mauerschlitze mittelst Fernrohre Beobachtungen an den im Thurm aufgestellten Apparaten machen kann. Gleichzeitig hat dieser Aufzug auch den anderen Zweck, schwere Apparate in die verschiedenen Geschosse befördern zu können. Für die meteorologischen und astrophysikalischen Beobachtungen ist die schon erwähnte obere Halle des Thurmes eingerichtet, welche ringsum mit einer eisenfreien Steingallerie umgeben ist, sowie die abschließende, mit Steinbrüstung umschlossene Plattform.

Unter den außer den Laboratorien in dem Westflügel noch vorhandenen Räumen ist zuerst der kleine Hörsaal für

theoretische Physik hervorzuheben, welcher, im obersten Geschofs belegen, etwa 50 Zuhörer aufnehmen kann. Derselbe ist zur Gewinnung einer angemessenen Höhe in das Dach hineingebaut und wird durch Seitenfenster und Oberlicht beleuchtet. Der neben ihm gelegene kleine Raum dient zur Aufbewahrung der bei den Vorträgen benutzten Zeichnungen und Karten, und ein anderer, zur Seite des Thurmes belegener Raum ist für Vorräthe und sonstige Verbrauchsgegenstände verfügbar geblieben.

Im Kellergeschofs sind ferner noch Räume für galvanische Batterien, zur Erzeugung von Gasen in größerer Menge und zur Aufstellung von Gasometern, sowie für einen Eiskeller eingerichtet worden. Der letztere war so entworfen, daß man von dem Zimmer für Gasanalysen aus ein Schränkchen hätte anbringen können, um Gegenstände dauernd auf dem Gefrierpunkt zu erhalten; das Project ist indess nicht zur Ausführung gekommen und wird durch einen großen Eisschrank gewöhnlicher Construction ersetzt. Uebrigens befinden sich hier noch eine Wohnung für einen zweiten, zugleich Portierdienste thuenen Institutsdiener und die für die Heizung erforderlichen Räumlichkeiten, für Caloriferes, Dampfkessel, Kohlengelasse u. s. w. Zwei Durchgänge verbinden den äußeren und den inneren Vorhof des Gebäudes und vermitteln die Einbringung der Brennmaterialien, größerer Kisten und dergl., sowie den Zugang zur Wohnung des ersten Institutsdieners.

(Schluß folgt.)

Bau der Molen zur zweiten Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 68 bis 70 im Atlas.)

1. Einleitung. Allgemeine Gestaltung der zweiten Hafeneinfahrt.

Die Hafengebauten, welche in dem deutschen Kriegshafen Wilhelmshaven an der Nordsee ausgeführt werden, gehen ihrer Vollendung entgegen und dürften in diesem Stadium der Beachtung der Fachgenossen besonders werth erscheinen.

Mit den vorbereitenden Arbeiten zu dieser großen Bauanlage wurde bereits um die Mitte der siebziger Jahre der Anfang gemacht, indem man durch Hinausschieben des Hauptlandes- oder Seedeiches das südlich von der ersten Hafeneinfahrt von Wilhelmshaven belegene Wattenterrain als Binnenland gewann, um dieses demnächst als Bauplatz für den größten Theil der zweiten Hafeneinfahrt verwenden zu können. Der Seedeich, welcher bis dahin die Trace a b c d e (siehe Situationsplan auf Blatt 68) verfolgte, erhielt die Richtung nach der Linie a f g e. In diesem so von zwei Deichen eingefassten Terrain liegt die Baustelle der großen Seeschleuse, welche als Kammerschleuse erbaut ist und den Eintritt der größten Panzerfregatten von der See in den Hafen vermittelt; daran schließt sich nach dem Binnenhafen hin ein Verbindungscanal, welcher schon in das ältere Binnenterrain übergreift und mittelst einer Sperrschleuse mit Pontonverschluss in die bestehende ältere Hafeneinfahrt einmündet, resp. durch letztgenanntes Bauwerk beide Hafeneinfahrten trennt und von einander unabhängig zu machen im Stande ist. In südöstlicher Richtung öffnet sich das Bassin eines geräumigen Handelshafens, welcher

ebenfalls mittelst einer Schleuse mit dem, gleichzeitig mit der zweiten Hafeneinfahrt zu vollendenden Ems-Jade-Canal in Verbindung steht.

Von der Seeschleuse nach dem Jadebusen laufen in paralleler Richtung und in 70 m Entfernung von einander die Außenmolen, welche das zum Eintritt der Schiffe in die Schleuse erforderliche geschützte Außenbassin umschließen. Es ist auf der südöstlichen Seite eine kurze Südmole von nur 155 m Länge angeordnet worden, während auf der nordwestlichen Seite die Nordmole, nach einer geraden Strecke von 120 m Länge, mit Curven, deren anfänglicher, kleinster Radius 250 m beträgt, aus der zur Achse der Einfahrt parallelen Richtung abbiegt und in einer nach See zu weit vorgeschobenen Lage bis zum Kopfe der Südmole der ersten Hafeneinfahrt herumläuft. Mit dieser Lage der Nordmole soll ein Uebelstand vermieden werden, welcher sich bei Benutzung der ersten Hafeneinfahrt geltend gemacht hat. Diese liegt nahezu senkrecht zur Richtung des Ebbe- und Fluthstromes der Jade, und während daher die schweren Schiffe wegen ihrer bedeutenden Länge bei dem Einfahren mit dem Vordertheil schon zwischen den Molenköpfen, also im ruhigen Wasser liegen, steht der hintere Theil derselben noch unter dem Einfluß des starken Stromes und wird, je nachdem schon Ebbe oder noch Fluth läuft, herumgeworfen. Es erfordert dies ein ganz besonders geschicktes Manövriren, um nicht an den nur 70 m von einander entfernten Molenköpfen Havarien zu erleiden, vor allen Dingen aber, um

eine genügende Steuerfähigkeit der schweren Schiffe zu behalten, eine Fahrt unter verhältnismäßig starkem Dampfen, wodurch dann aber andererseits das Schiff mit großer Beschleunigung bis dicht vor die Schleusenthore gebracht und eine sofortige Stoppung erforderlich gemacht wird.

Demgegenüber soll die aus der Richtung des Stromes allmähig abbiegende Trace der Nordmole zur zweiten Hafeneinfahrt eine vorsichtigeren Fahrt der Schiffe vor die Schleusenthore ermöglichen und die nach See weit vorgeschobene Lage derselben eine frühzeitigere Unterstützung des einfahrenden Schiffes durch Abgabe von Trossen an Land herbeiführen. Wenn auch die schweren Panzerschiffe bei der nur anwendbaren mäßigen Bewegung unter Dampf die scharfe Curve dieser Nordmole nicht voll werden ausfahren können, und ihre Fahrt von See her von selbst eine etwas flachere Curve annehmen wird, als diese Nordmole vorschreibt, so werden die beabsichtigten Zwecke doch annähernd erreicht sein, und es läßt sich erwarten, daß die zweite Hafeneinfahrt, abgesehen davon, daß sie für eine Flottenstation von dem Range wie Wilhelmshaven aus militairischen Rücksichten ohnehin eine Nothwendigkeit ist, eine erhebliche Verbesserung in den Einfahrtsverhältnissen des Kriegshafens erzielen wird.

Von diesen Molen, deren Gesamtlänge auf der Südseite 155 m, auf der Nordseite 788 m beträgt, befindet sich nur ein kleiner Theil, etwa 50 m jeder Mole, innerhalb des vorherbeschriebenen, von Deichen eingeschlossenen Binnenterrains; der nächste Theil derselben liegt an der Stelle des neu angelegten Seedeiches und ist daher erst auszuführen, wenn letzterer nach Fertigstellung der Seeschleuse die in dem Situationsplane verzeichnete abermalige Verlegung durch Heranführung an das Aufsenhaupt der Seeschleuse erhalten haben wird; der dritte und weitaus größte Theil der Nordmole endlich durchschneidet aber das offene Wasser der Jade und war daher als ein Quaimauerbau mitten in See zu projectiren und auszuführen. Denn wenn derselbe in der Situation der fertigen Hafeneinfahrt zu einem großen Theil auch als hinterfüllte Quaimauer am Lande liegend erscheint, so war dieses Land erst nach Erbauung der Mauer zu schaffen, und die Baustelle lag, wie aus dem Baudispositionsplane auf Blatt 68 hervorgeht, im offenen Wasser der Jade.

Während daher alle übrigen Bautheile der Hafeneinfahrt zwar durch ihren Umfang und die Großartigkeit des Baubetriebes Interesse erwecken müssen, so dürfte der Bau der Molen, welcher hier im Speciellen dargestellt werden soll, durch seine Eigenartigkeit dieses Interesse in ganz besonderem Maße anzuregen geeignet sein.

2. Project zum Bau der Molen.

Das gewöhnliche Hochwasser der Jade liegt auf + 3,76, das mittlere Niedrigwasser auf + 0,40. Sturmfluthen, welche dort gewöhnlich eintreten, wenn der Wind, rechts drehend, in Sturm aus N.W. übergeht, lassen das Hochwasser bis auf + 6,5 und in vereinzelt Fällen noch höher steigen; bei der höchsten, bisher beobachteten Sturmfluth am 1. Januar 1855 stand das Wasser auf + 7,46. Die Krone der Seedeiche liegt auf + 9,0; meist befindet sich eine durchschnittlich auf + 5,0 liegende Aufsenberme noch vor denselben. Die Oberkante der Schleusenhäupter und Thore in Wilhelmshaven liegt ebenfalls auf + 9,0, und in gleicher

Höhe sind die Molen der ersten Hafeneinfahrt erbaut worden. Bei der zweiten Hafeneinfahrt liegen nur die an das Aufsenhaupt der Schleuse unmittelbar anstossenden Theile der Molen in dieser Höhe, im weiteren Verlauf fallen dieselben mit Rampen in der Neigung 1:15 auf eine Höhe von + 5,65 ab und behalten diese Kronenhöhe in der ganzen übrigen Strecke. Dieselben stehen also unter dem Hochwasser der Sturmfluthen; aber während dieser nur selten vorkommenden Fälle werden Schiffe nicht in die Schleuse eingeholt werden, und die niedrigere Lage der Mauerkrone wurde, abgesehen von der dadurch erzielten Kostenersparnis, von seemännischer Seite als bequemer zum Abgeben von Trossen von und nach Land erachtet.

Die Tiefe und vordere Begrenzung der Mole resp. der Quaimauern war dadurch bedingt, daß dieselben das Anlegen der schwersten Panzerfregatten, wie König Wilhelm und Kaiser oder Deutschland, dicht an der Mauer gestatten sollten, ohne daß der Schiffkörper an vorspringende Mauertheile anstößt. Die Sohle der Jade wird zu diesem Zwecke in der Nähe der Mauern auf — 6,0 vertieft werden.

Die so ermittelte Gestaltung der Mole ist nebst einer Panzerfregatte auf Blatt 68 im Querschnitt dargestellt.

Bei der Wahl des Constructionssystems dieser Molen waren alle Rücksichten zu nehmen, welche die exponirte Lage der Baustelle, sowie die Eigenthümlichkeit der Nordsee und deren Meeresbusen erfordern. Die an der Jade vorherrschenden südwestlichen Winde erzeugen auf der Baustelle einen Seegang, welcher zwar nicht so stark ist wie an der offenen Nordsee, doch aber für eine derartige Bauausführung verhängnißvoll werden kann; nicht minder ist es die durch Ebbe- und Fluthstrom erzeugte permanente Eisbewegung im Winter, welche zwar nicht in jedem Jahre mit Bestimmtheit zu erwarten ist, aber beispielsweise in den Jahren 1879 und 1880 ziemlich starke Dimensionen annahm. Beide, Seegang und Eis, erforderten überall sehr starke Constructionen in den Rüstungen und lassen, namentlich bei der Plötzlichkeit ihres Auftretens, die Anwendung allzu künstlicher Fundirungsmethoden nicht gerathen erscheinen. Die Verwendung von Holz zu definitiven Constructionen, soweit dieselben vom Erdbankett entblößt und vom Seewasser direct bespült werden, ist ausgeschlossen, da die vollständige Zerstörung des Holzes durch den Bohrwurm in einigen Jahren zweifellos ist. Auch die Anwendung eingeschütteter Mauer Massen, wie Beton, wäre mit großer Vorsicht zu verwenden, da derselbe nicht nur in dem durch Seegang und Ebbe- und Fluthstrom bewegten Wasser durch Ausspülung in seiner Qualität vermindert wird, sondern auch mit fremden Bestandtheilen durchmischet werden würde durch den starken Schlickgehalt des Jadewassers, welches diesen an den Ufern abwäscht, namentlich bei dem Ebbestrom mit sich führt und nun an allen Stellen einigermaßen ruhigen Wassers absetzt. Das Erhärten des Betons zu einer homogenen Mauer Masse wird dadurch sehr beeinträchtigt; waren doch Bautheile, welche nur 12 Stunden unter Wasser gelegen hatten, oft schon mit einer 1 bis 3 cm starken Schicht von Schlick belegt. Bedenkt man ferner die Mangelhaftigkeit des Betonmauerwerks an der Berührungsfläche mit Holzwänden, und nun die schon vorerwähnte sichere spätere Zerstörung der letzteren, so erschien dies Grund genug, den Beton an exponirten Stellen auszuschließen.

Es wurde daher beschlossen, den unteren und vorderen Theil der Mauern aus auf dem Lande aufgemauerten und daselbst vollständig erhärteten Mauerblöcken aufzubauen. Dieses System ist zwar schon öfter beim Bau von Hafendämmen angewendet worden, doch dürfte dies bislang nur in solchen Fällen geschehen sein, in denen auf der Baustelle auch schon im Wesentlichen die Wassertiefe vorhanden war, um mit dem Versenken von Blöcken ohne Weiteres vorgehen zu können. Auf beweglichem Untergrunde, wie z. B. bei den Molen von Ymuiden zum Amsterdamer Seecanal, war nur eine breite Schüttung von kleineren Steinen als Substruction erforderlich. Auf der hiesigen Baustelle befand sich aber schon in durchschnittlich 1 bis 2 m Tiefe unter Niedrigwasser von $+ 0,4$ die aus einer weichen Schlickablagerung bestehende Sohle der Jade, während erst in weiterer Tiefe von 1 bis 2 m der tragfähige blaue Sand lagert. Die Freilegung einer offenen Baugrube und Fundierung auf breiter Steinschüttung würde hier bei der verlangten Tiefe der Mauern sehr umfangreiche Baggerarbeiten erfordern, welche in der Nähe des Seedeiches, mit Rücksicht auf Sicherheit desselben, zudem nicht einmal zulässig gewesen wären. Es wurde daher eine Baugrube zwischen Spundwänden hergestellt, und durch diese zugleich der Untergrund festgelegt. Diese Spundwände, welche also in den oberen Theilen lediglich zur Offenhaltung der Baugrube während der Bauzeit dienen, werden nach Beendigung des Baues an der Vorderseite in Höhe des Erdbanketts abgeschnitten. Um nicht in Verlegenheit zu gerathen durch die Unregelmäßigkeiten, welche sich bei den im stark bewegten Wasser mittelst schwimmender Rammen zu stellenden Spundwänden gar nicht vermeiden lassen, während die Größe der einzubringenden Blöcke nicht verändert werden kann, ist bei dem auf $6,0$ m Breite bemessenen Mauerfuß die lichte Weite der Spundwände auf $6,5$ m angenommen worden; es sollten dann die zwischen den Blöcken und Spundwänden verbliebenen Zwischenräume, soweit das projectirte Uebermaß im Lichten nicht schon durch die vorerwähnten Unregelmäßigkeiten der Wände, sowie durch Fugen zwischen den Blöcken aufgebraucht war, durch Steinschotter gefüllt, und so die genannten beiden Constructionstheile dennoch in Contact gebracht werden.

Die durch Baggerung zwischen den Spundwänden hergestellte Sohle wurde mit einer durchschnittlich $0,8$ m starken Schüttung von Schottersteinen aus Granit oder Kohlsandsteinen belegt, um etwa entstandene Unebenheiten abzugleichen und die beim Baggern aufgelockerte oberste Sandschicht gehörig wieder zu befestigen. Dadurch wurde zwischen den beiderseitigen Spundwänden ein vollkommen festes, nach Peilung genau horizontal abgeglichenes Bett für die Auflagerung der Blöcke geschaffen.

Das Blockmauerwerk beginnt auf $- 6,0$ und steigt bis zu der Höhe von $+ 1,0$. Letztere ist meist ca. 2 Stunden wasserfrei, so daß von dort die Aufmauerung des oberen Mauerwerks tidenweise ausgeführt werden konnte. Es sind 5 Blockschichten von je $1,4$ m Höhe vorhanden, während die einzelnen Blöcke $3,0$ m lang und $1,5$ m breit sind; jeder Block enthält demnach $6,3$ cbm Mauerwerk. Von dieser regelmäßigen Form der Blöcke weichen nur die in der Vorderkante der Mauer abgeschragten Blöcke ab; weitere Variationen wurden nicht vorgenommen, und auch diese Ab-

schrägung der Blöcke ist derartig bemessen worden, daß eine Veränderung des weiter unten zu besprechenden Hebezeuges nicht für einzelne Blöcke erforderlich wurde. Denn sind derartige Aufenthalte im Baubetriebe überhaupt schon thunlichst zu vermeiden, so war es hier ganz besonders gerathen, da der schon vorerwähnte Schlickeinfall in die fertige, tiefe Baugrube sehr bedeutend, und daher um so mehr möglichste Schnelligkeit in Belegung eines bereit gestellten Theils der Baugrube geboten war.

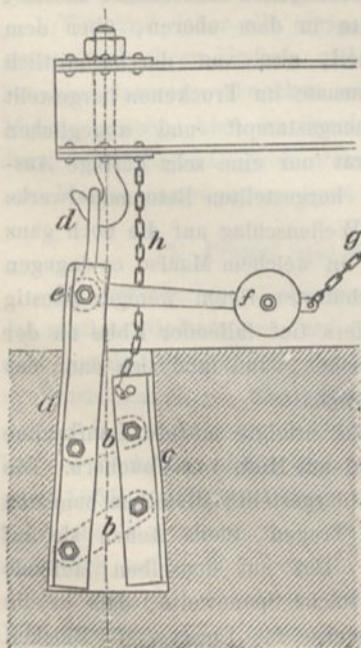
Die Blöcke wurden aus Ziegelmauerwerk in Trafmörtel im Mischungsverhältniß von gleichen Theilen Trafs, Kalk und Sand hergestellt; ihr Gewicht betrug nach mehrfachen Verwiegungen mittelst einer am Krahn eingeschalteten Denison'schen Waage durchschnittlich 245 Ctr., was bei einem Inhalt der Blöcke von $6,3$ cbm den hohen Betrag von 1944 kg für das Cubikmeter dieses Mauerwerks ergibt. Mit diesem Gewicht wurden die Blöcke nach Anweisung der Zeichnung im Läufer- und Binder-Verband im Querschnitt, jedoch unter Verzichtleistung auf einen besonderen Verband nach der Längenrichtung der Mauer, auf einander gesetzt. Auch von jedem künstlichen Verband der Blöcke unter einander wurde in Anbetracht der Erfahrungen über die Nutzlosigkeit desselben, welche hierüber bei anderweiten Blockbauten, namentlich beim Amsterdamer Seecanal gemacht wurden, von vorn herein Abstand genommen. Die Blöcke wirken durch ihr großes Gewicht allein am besten, und letzteres findet nur eine gewisse Grenze in der Sorge dafür, daß die Rüstungen, sowie alle Hebe- und Transportvorrichtungen nicht zu schwer, und erstere namentlich nicht zu kostspielig werden mögen.

Dagegen ergab sich aber in diesem Falle, wo die Mole in Gestalt einer später zu hinterfüllenden Quaimauer zu erbauen war, ein anderes Mittel, die Blöcke zu einer möglichst geschlossenen Mauermaße zu verbinden, dadurch, daß man den hinteren Theil des unteren Mauerkörpers mit Beton hinterfüllte. Nachdem der ganze vordere, dem Angriff des Wellenschlages ausgesetzte Theil, sowie der Mauerfuß aus den fest erhärteten Blöcken hergestellt war, konnte für den hinteren Theil die schon vorerläuterte Minderwerthigkeit der Betonmaße mit in den Kauf genommen werden, um andererseits den Vortheil einer geschlossenen Mauermaße daselbst zu erreichen. Zudem konnte in dem oberen, über dem Niedrigwasser liegenden Theil, also von durchschnittlich $+ 0,4$ bis $+ 1,0$, die Betonmaße im Trockenem hergestellt und dabei gehörig zusammengestampft und abgeglichen werden. In diesem Falle trat nur eine sehr geringe Ausspülung des mit Trafmörtel hergestellten Betonmauerwerks ein, auch wenn Fluth und Wellenschlag auf die noch ganz frische Schüttung einwirkten; in welchem Maße es dagegen mit dem unter Wasser geschütteten Beton weniger günstig aussah, war nur bei besonders tief fallender Ebbe an der Böschung der Schüttung zu sehen, und fand sich dann das hierüber schon Gesagte bestätigt.

Das Versetzen der Blöcke erfolgte mittelst Laufkrahne von festen Rüstungen aus und mit Hilfe von Tauchern. Die Rüstungen sind auf Blatt 69 dargestellt; dieselben benutzen theils die Spundwände zum Tragen, theils stehen sie auf eingerammten Rundpfählen. Der auf denselben laufende Traversekrahne hat nur eine solche Spannweite, daß er die Baugrube selbst und ein Geleise für Lowrys mit Blöcken

bestreicht; auferhalb liegt dann noch ein Geleise für leere Lowrys, auf welches die letzteren vor Kopf der Arbeit mittelst einer Schiebebühne übergesetzt werden. Die Verbindungen der Hölzer erfolgten durch 3 cm starke Schraubenbolzen und durch starke Flachschielen an allen Stößen. Zwischen den seeseitigen und landseitigen Theilen sind Querverbindungen angebracht, welche an der Arbeitsstelle zeitweise gelöst werden mußten, nachher aber baldigst wieder eingesetzt wurden, namentlich wenn Sturm und Seegang eintrat. Die Höhe der Arbeitsgeleise lag auf rot. + 5,0, also rot. 1,25 m über dem gewöhnlichen Hochwasser; diese Höhe erwies sich als genügend, um durch Ueberfluthung der Arbeitsstelle nicht zu häufig im Betriebe gestört zu werden. In dieser Höhe steht auch der für das Ausheben zwischen den Spundwänden bestimmte Bagger, welcher auf der Seite des Geleises für die Blöcke die äußere Schiene des letzteren als Fahrchiene mit benutzt. Die Fahrbahn unter dem Leergeleise ist entsprechend leichter construiert, die Rüstung daher so arrangirt, daß niemals eine Lowry mit Block dasselbe befahren kann.

Die auf eine Last von 13000 kg berechneten Traversekrahne von 8,5 m Spannweite sind für Handbetrieb eingerichtet. Die Winde hat ein dreifaches Vorgelege, und beträgt das Uebersetzungsverhältniß von der Kraft zur Last im Ganzen 1 : 144; letztere hängt an einer losen Rolle, so daß die Last nur mit $\frac{13000}{2} = 6500$ kg wirkt, und die aufzuwendende Kraft $\frac{6500}{144} = 45,1$ kg oder, bei 4 Mann, rot. 11,3 kg pro Mann beträgt. Der einschließliche des Hebezeuges rot. 256 Ctr. schwere Block konnte also mit 4 Mann gehoben werden, was natürlich entsprechend langsam ging; doch da es sich hier nur um geringe Hebungen, dagegen in der Hauptsache um das Senken der Blöcke mittelst der Bremse handelte, war dies weiter nicht störend. Die Krahne, von denen zwei auf der See-Rüstung, einer auf der Rüstung des Blockdepots im Betriebe waren, wurden in sauberster Ausführung zum Preise von 7500 \mathcal{M} . pro Stück von der Firma Stuckenholz in Wetter a. d. Ruhr geliefert. Das Eigengewicht eines Krahens nebst Winde betrug 13500 kg.



An der losen Rolle der Krahnkette hing, an einem Wirbel leicht drehbar, das auf Blatt 70 dargestellte Hebezeug. An den Enden einer Traverse hängen, wie in größerem Maasstabe hieneben gezeichnet, mittelst Bügel in offenen Haken zwei Steinklauen. Letztere sind zweitheilig und werden durch den Zug am Schenkel *a* mittelst der Spreizen *b* keilförmig aus einander getrieben; wird dagegen, nachdem der Block liegt und die Traverse noch

etwas tiefer gelassen ist, vom Krahn aus die Kette *g* angezogen, und dadurch der durch das Contregewicht *f* in seiner bisherigen Lage erhaltene Winkelhebel *d e f* gehoben, so geht der Bügel *d* aus dem Haken heraus, und indem die Steinklaue beim Aufwinden des Hebezeuges nunmehr mittelst der Kette *h* am Schenkel *e* gezogen wird, klappt sie zusammen und geht aus dem Loche heraus.

Diese Hebezeuge boten die Vortheile, daß sie durch Anziehen einer Kette vom Krahn aus leicht ausgelöst werden konnten und dabei keinerlei Constructionstheile im Blocke selbst beliefen; letzteres würde, bei einem auch nur geringen Betrage für den einzelnen Block, auf einen nach Tausenden zählenden Gesamtbedarf an Blöcken eine nicht unerhebliche Mehrausgabe verursacht haben. Der ganze, auf einem Wirbel drehbare Apparat gestattete die leichteste Beweglichkeit der schweren Blöcke; dieselben waren, im Krahn hängend, mit einer Hand in die richtige Lage zu drehen. Dies wurde, nachdem durch Längs- und Seitenbewegung von Krahn und Winde der Block schon thunlichst auf die beabsichtigte Stelle gebracht war, unter Wasser durch einen Taucher bewirkt. Letzterer war unentbehrlich bei jedem Block; durch ein im Helm angebrachtes Sprech- und Hörrohr verständigte er sich mit dem auf der Rüstung stehenden Beamten und meldete das noch erforderliche Einfahren des Krahnes und der Winde, sowie das Heben oder Senken, bis der Block genau an seiner Stelle lag.

Als wesentlicher Theil eines Baues mit Blöcken ist die Anlage eines geeigneten und genügend großen Depots zu betrachten, in welchem die Blöcke angefertigt werden, und in welchem ein stets bereiter Ersatz für die versetzten Blöcke vorhanden ist. Ein solches Depot wurde in dem eingedeichten Terrain hinter dem neuen Seedeich angelegt und stand durch ein in letzterem befindliches Deichschart in Schienenverbindung mit der Seerüstung. Für die Größe des Depots war die erforderliche Erhärungszeit und der tägliche Bedarf an Blöcken maafsgebend. Für die Erhärungszeit wurde schon während der Projectbearbeitung durch Probeblöcke festgestellt, daß bei dem hier verwendeten Trafmörtel, welcher nur langsam abbindet, und bei der großen Anstrengung, welcher die Blöcke durch Hebung mit den keilförmigen Steinklauen bei ihrem großen Gewicht unterworfen werden, ein Zeitraum von 2 Monaten reichlich genüge. Das Mauerwerk der Blöcke erlangte eine außerordentliche Festigkeit, wie nicht nur die Probe des Hebens, welche dasselbe auf Zug beansprucht, beweist, sondern auch an einigen Blöcken, welche zerschlagen werden mußten, constatirt werden konnte. Das Mittel zur Erreichung eines solchen Grades von Festigkeit war zunächst die sorgfältigste Mauerung, wobei mit größter Strenge darauf gehalten wurde, daß nach Auflegung der äußeren Kranzschicht stets ein volles Mörtelbett ausgebreitet, und jeder Stein mit vollen Fugen darin eingedrückt wurde; die sonst bei den Maurern beliebte Art des Mauerns, bei welcher für jeden einzelnen Stein ein knappes Lager von Mörtel gelegt, und die offen gelassenen Stoßfugen nachträglich von oben her mangelhaft mit Mörtel beworfen werden, wurde durch sofortige Entlassung des betreffenden Arbeiters beseitigt. An die richtige Art des Mauerns erst gewöhnt, erlangten die besten Arbeiter eine solche Fertigkeit in derselben, daß 2 Mann in je 2 Tagen 3 Blöcke fertig herstellten, also die außerordentliche Leistung

von $4\frac{1}{4}$ cbm pro Mann und Tag erreichten. Die vorzügliche Erhärtung des Mauerwerks wurde demnächst dadurch sehr gefördert, daß die großen Löcher für die Steinklauen während der frostfreien Jahreszeit stets mit Wasser gefüllt erhalten und dadurch die Blöcke selbst im Inneren stets mit Wasser getränkt wurden. Für Traßmauerwerk ist dies unbedingt nothwendig; in kurzer Zeit, anfänglich in 24 Stunden, war ein großer Theil des Wassers stets von Neuem aufgesaugt, und wurde derselbe dauernd durch Nachfüllen wieder ergänzt. Durch eine mit der Mörtelfabrik verbundene Pumpstation mit Hochreservoir und eine über das ganze Blockdepot von hier aus verzweigte Wasserleitung wurde dieses Geschäft erleichtert.

Als Bedarf an Blöcken wurde ein Durchschnittssatz von 15 Stück pro Tag, mithin bei 126 Arbeitstagen im Monat 390 Stück per Monat angenommen. Demgemäß wurden 3 Depots angelegt, jedes von 165 m Länge; die Blöcke wurden, je 3 Blöcke neben einander, in 3 Etagen gelagert, indem man auf den zuerst gemauerten und einigermaßen abgeordneten Blöcken Lagerhölzer und Bohlenbelag für die nächst obere Lage ausbreitete. Auf diese Weise nahm jedes Depot einen einmonatlichen Bedarf auf, und zwar in der Folge, daß ein Depot zur Entnahme von Blöcken im Betriebe war, im zweiten Depot Blöcke zur Erhärtung lagerten und im dritten Depot neue Blöcke gemauert wurden.

Auch die Depots wurden mit festen Rüstungen für die Krahnbahn umgeben, welche wegen des weichen Untergrundes auf Rammfähle gestellt werden mußten, und indem neben den drei Blockreihen noch ein Geleise für den Transport der zu verwendenden Blöcke lag, überspannte der auf der Rüstung laufende Traversekrahne dieselbe Weite von 8,5 m und konnte daher genau nach demselben Modell erbaut werden, wie die Krahne auf der Seerüstung. Eine am Ende der Depots errichtete hohe Schiebebühne ermöglichte das Versetzen dieses Krahnes von einem Depot zum andern, und daher die Bedienung aller drei Depots durch einen Krahne. Auf dem Blockdepot-Platze wurde auch die Mörtel- und Betonbereitungs-Anstalt mit Dampftrieb errichtet, während ein ausgedehntes Schienennetz den Transport des Mörtels und aller Materialien von und zu den Baustellen vermittelte.

3. Bauausführung der Molen.

Mit der Bauausführung der Mole in der Jade wurde im Jahre 1880 begonnen. Nachdem vorher die Baustelle durch einen Dampfbagger möglichst vertieft war, wobei dicht am Seedeich bis etwa 2,0 m, weiterhin bis auf 3,5 m unter Niedrigwasser von + 0,4 gegangen wurde, begann das Einrammen der 11,5 m langen Spundwände mit schwimmenden Rammen; es wurden 2 Rammen nach Nasmyth'schem System verwendet, von denen die eine von vornherein als schwimmende erbaut war, die andere auf zwei, durch untergelegte Balken, Zuganker und Ketten verkoppelten Baggerprähmen schwimmend gemacht wurde. Diese Rammen arbeiteten, jede an einer Wand, gleichzeitig, jedoch unter Voraneilung der inneren, nach dem Lande zu belegenen Wand. An dieser wurde auch die erste Absteckung der Curve, welche die Mole bilden sollte, vorgenommen. Dies geschah durch Triangulation vom Lande aus nach einer passend gelegenen, gemessenen Grundlinie; es wurden in dem

Maafse, als die Arbeit fortschritt, einzelne Richtpfähle in der Jade gerammt, wobei die auf einen Prahm gestellte, leichtere Ramme mittelst Theodoliten von beiden Enden der Grundlinie nach den berechneten Winkeln eingerichtet wurde; nachdem der Richtpfahl so schon ungefähr richtig stand, wurde die weitere Correctur durch abermalige Absteckung durch angebrachte Marken vorgenommen. Die Richtpfähle wurden in je 20 bis 25 m Entfernung gesetzt, auf welche Strecke der Ramm-Polier die Curve nach dem Augenmaafse genügend einzurichten im Stande war. Selbstredend fiel diese Curve nicht sehr zirkelgerecht aus, was indessen bei einer Ramme, die im starken, mit Ebbe und Fluth stets wechselnden Strome liegt, und welche nur durch Anbringung von 5 Ankern gehalten werden konnte, am Ende nicht sehr zu verwundern ist. Aber nachdem die innere, etwas im voraus gesetzte Wand vorhanden war, konnte man für die äußere Wand, bei der es schon mehr auf genaue Stellung ankam, die an der ersten Wand bemerkten Fehler durch entsprechende Bemessung des Lichtmaafses etwas genauer corrigiren. Diese Correcturen der Curve wurden bis zur Vollendung jeder Molenstrecke fortgesetzt, denn auch die äußere Spundwand zeigte noch manche Unregelmäßigkeiten in der Curve. Nachdem daher beide Wände gerammt, mit Gurthölzern versehen und gegen einander abgesteift und verankert waren, erfolgte abermalige Aufnahme; nach dieser wurde alsdann in Abständen von je 5 m die Entfernung des Blockmauerwerks von der Spundwand für jede Blockschicht genau berechnet, diese für die unteren Schichten vom Taucher mit einem Stichmaafse unter Wasser abgesetzt, und an der obersten Blockschicht während Niedrigwasser zu Tage gemessen. Auch die beim Versetzen der Blöcke noch verbliebenen kleinen Unregelmäßigkeiten wurden durch abermalige Aufnahme der obersten Blockreihe festgestellt; diese erfuhren die weitere und letzte Correctur beim Anlegen des oberen Mauerwerks, und als schließlich die Deckplatten verlegt wurden, stand die auf dem Papier erdachte Curve der Mole in tadellosem Zirkel in der Wirklichkeit da.

Nach den Spundwänden wurden mit denselben schwimmenden Rammen zu beiden Seiten die Rüstpfähle geschlagen, und erfolgte hierauf der Aufbau der Rüstungen. Zu letzteren wurden die fertig verbundenen Querbinder, während der Fluth zu Wasser gebracht, herangefföft, und nachdem dieselben vor Kopf des fertigen Theils der Rüstung auf den Spundwänden und den verholzten Pfählen trocken gefallen waren, mit einem Auslegerkrahne aufgerichtet und alsdann durch Anbringung eines Längenverbandes dem schon vorhandenen Theil der Rüstung hinzugefügt.

Nach dem Aufbau der Rüstungen erfolgte die Vertiefung der Baugrube zwischen den Spundwänden mittelst des aus Blatt 69 ersichtlichen Baggers. Dieser wurde nach Art eines Schwahn'schen Schrägbaggers besonders für diese Rüstung construiert und mittelst einer 12 pferdigen Locomobile durch Riemenscheiben-Uebertragung betrieben. Der untere, aus einem eisernen Rahmen bestehende Wagen, welcher die Längenbewegung ausführt, steht auf 8 Rädern, um den Radruck auf die Rüstung nicht zu groß zu machen. Auf diesem läuft ein zweiter, aus armirten hölzernen Trägern construirter Wagen zur Ausführung der Querbewegung; dieser trägt den ganzen Baggerapparat nebst Locomobile und wird

durch Handkurbeln mit Zahnradübersetzung bewegt. Die Eimer sitzen auf der Kette in 2,1 m Entfernung von einander, um der durch den Bagger selbstthätig bewegten Schüttrinne Zeit zu gewähren, niederzuklappen, die Schüttung aufzunehmen, und wieder zurückzuschlagen, um den entleerten Eimer vorbei passiren zu lassen. Diese Anordnung war bei der hier erforderlichen steilen Stellung der Eimerleiter bei der tiefen Baggerung eine Nothwendigkeit. Die Locomobile machte bei normaler Förderung 75 Touren; hierbei kamen 10 Eimer in der Minute zur Entleerung, die Geschwindigkeit der Kette betrug daher 0,35 m in der Secunde. Da jeder Eimer rot. 0,05 cbm Boden enthält, so war die Leistung des Baggers 0,5 cbm in der Minute, oder per Stunde 30 cbm. Dies genügte in vorliegendem Falle, da die Baggerarbeiten nicht schneller vorwärts gehen durften, als die Arbeit des Blockversetzens auf dem Fufse folgen konnte.

Zunächst aber kam es noch darauf an, die fertig gebaggerte Sohle mit einer 0,6 m starken, oben genau horizontal abgeglichenen Lage von Steinschotter zu belegen. Zu diesem Zwecke wurde auf dem Gerüst über der zu beschützenden Stelle der Sohle von gewöhnlich 5 m Länge ein Planum von schmalen Brettern gleicher Breite verlegt, und auf diesem der Steinschotter überall in der Stärke, wie man ihn unten auf der Sohle aufbringen wollte, ausgebreitet; indem alsdann die 12 cm breiten Bretter, eins nach dem andern, umgekippt wurden, fiel der Steinschotter ganz senkrecht hinunter, und war man hierdurch in der Lage, an jeder Stelle der Sohle diejenige Höhe der Steinschüttung aufzubringen, welche nach Ausweis der Peilung erforderlich war. Für gewöhnlich wurden 3 Lagen von durchschnittlich 0,20 m Höhe geschüttet; waren, was indessen seltener vorkam, in der Sohle gröbere Unregelmäßigkeiten, so wurden schon die ersten Lagen auf dem Bretterplanum nach Peilung in ihrer Stärke eingerichtet, andernfalls aber die beiden ersten Lagen in durchweg 0,20 m Höhe geschüttet. In jedem Falle wurde vor Schüttung der dritten Lage nochmals genau gepeilt, und danach die Stärke des auf dem Bretterplanum auszubreitenden Steinschotters bemessen.

Auf solche Weise gelang es fast immer, ein gut horizontal liegendes Planum in der Schüttung auf der Sohle zu erreichen; nur selten war durch den Taucher etwas nachzuarbeiten, was zeitraubend und kostspielig ist. Es konnte indessen auf eine genau abgeglichene Schüttung nicht genug Sorgfalt verwendet werden, denn war diese gut, so stellten sich die unteren Blöcke gut und gleichmäßig, und alle oberen Schichten geriethen in gleicher Weise schnell und sicher; war die Steinschüttung nicht ganz gut abgeglichen, und stellten sich deshalb die unteren Blöcke etwas schief, so setzte sich dies auf alle Schichten fort, und es gab verlorene Zeit und Mühe und schlechtere Arbeit. Es verlohnte sich daher auch durchaus, wenn ein Block der unteren Schicht nicht ganz horizontal stand, denselben wieder anzuheben, bei Seite zu setzen und das Unterlager zu verbessern. Um genau peilen zu können, wurden die Steinschüttungen auch thunlichst nur bei Niedrigwasser ausgeführt, bei welchem das Wasser zwischen den Spundwänden stand und eine beruhigte, glatte Oberfläche zeigte.

Die zu versetzenden Blöcke wurden auf dem Transportgeleise mit je 2 Pferden herangeschleppt; die anfängliche Absicht, Locomotivtransport einzuführen, wurde aufgegeben,

da mit der Schnelligkeit des kurzen Transportes die Arbeit des Blockversetzens nicht gleichen Schritt gehalten haben würde. Beim Beginn der Versetzarbeit stellten sich mancherlei kleine Schwierigkeiten heraus, welche nicht in der Sache selbst begründet waren, sondern in der noch mangelnden Uebung und Unkenntniß kleiner, handwerksmäßiger Griffe lagen. Weder das Unterpersonal an Beamten, noch die Unternehmer, welche die Arbeit in Accord übernommen hatten, noch die Arbeiter und Taucher waren mit der Sache vertraut. Vor allen Dingen war ein äußerst sicherer und zuverlässiger Mann als Krahnführer erforderlich, welcher die Blöcke an der Bremse hinabließ. Letztere wurde durch Anheben eines Hebels gelüftet; geschah dies in unvorsichtiger Weise nur um ein Geringes zu stark und hastig, so war die in schnelle Bewegung gerathene Last mit der Bremse nicht mehr zu halten, und der Block raste mit unaufhaltsamer Beschleunigung in die Tiefe. Dies Vorkommniß war aber mit derartigen Erschütterungen verbunden, daß es bei der vom Krahn bis zur Sohle der Baugrube rot. 15 m hohen und von den Querversteifungen an der Arbeitsstelle vielfach entblößten Rüstung doch nicht ohne Bedenken blieb. Es wurden daher, solange der Block über Wasser war und mit vollem Gewicht wirkte, die Getriebe der Winde nicht ausgerückt; die durch das Mitlaufen derselben erzeugte Reibung sicherte ein ruhigeres Hinabsenken der Last. Ferner erfolgte während dieses Senkens keinerlei Bewegung oder Commando von der Rüstung aus, um den Krahnführer nicht zu irritiren und etwa zu einem hastigen Lüften oder Senken des Bremshebels zu veranlassen. Erst wenn der Block unter Wasser und seine Last um mehr als die Hälfte erleichtert war, wurde gestoppt, weitere Commandos zum Verfahren von Krahn und Winde wurden gegeben, die Gewinde ausgerückt und, indem jetzt außer der Kettentrommel nur noch die Achse, auf welcher die Bremse sitzt, mitlief, wurde der Block mit großer Schnelligkeit bis auf 0,30 m über seine Versetzstelle gebracht; alsdann ging der Taucher hinunter, untersuchte die Lage und machte durch das Sprachrohr die weiteren Angaben bis zum endlichen Niedersetzen des Blockes. Auch die Taucher mußten sich an diese Arbeit erst gewöhnen, da bei dem schlickhaltigen Wasser der Jade unten absolute Finsterniß herrscht, und die Taucher sich also zwischen den Blöcken nur durch Fühlen zurecht finden konnten. Der Versuch, durch eine unterseeische Lampe Licht zu schaffen, war ohne jeden Erfolg, auch würde die damit verbundene Vermehrung der Leinen und Schläuche unpraktisch im Betriebe gewesen sein.

Sehr wesentlich kam es auf ein sorgfältiges Einsetzen der Steinklauen an. Die Schenkel derselben mußten fest an die Wandungen angetrieben, und dem Spreizen derselben mit einer Brechstange etwas nachgeholfen werden. Anfänglich schlippten die Klauen bisweilen unter der Erschütterung des Senkens, und die damit verbundenen Stöße hatten einige Male den Bruch eines Blockes oder von Constructionstheilen am Hebezeug, als Haken, Bolzen, Bügel etc., zur Folge. Letztere wurden daher so verstärkt, daß ihre Tragfähigkeit mehr als dem Doppelten der Last entsprach, was von vornherein rathsam gewesen wäre; denn die Geringfügigkeit dieser Objecte steht in keinem Verhältniß zu der erlangten Sicherheit und dem Schaden, welchen ein Bruch derselben verursachen kann. Es ist zwar durch Anwendung der Vor-

sicht, vom Augenblicke des Anhebens eines Blockes die Arbeiter durchaus davon fern zu halten, jeder Unfall vermieden worden, aber hier, wie überall, zeigte sich bald, nachdem der Betrieb einige Monate im guten Gange war, daß die Arbeiter durch die Gewohnheit eine solche Sorglosigkeit im Umgehen mit den schweren Lasten annahmen, daß es oft der vollen Strenge bedurfte, um sie von einer nutzlosen Gefährdung zurückzuhalten.

Durch sorgfältige Messungen an den Steinklaulenlöchern wurde festgestellt, daß das Schlippen derselben einem beim Mauern etwas reichlich ausgefallenen Lichtmaafs der Löcher zuzuschreiben war. Letztere wurden zwar an genau gearbeiteten, dreitheiligen, hölzernen Schablonen angelegt, aber Differenzen bis zu 2 cm kamen doch vor. Es wurden daher passende Brettchen, in der Stärke um 0,5 cm variierend, bereit gehalten, und bei den zu weiten Löchern am Rücken der Steinklaulen eingeschoben; hierdurch faßten letztere fester. Alsdann wurde jeder Block erst um etwa 5 bis 8 cm über der Lowry auf der Rüstung gehoben, und durch Hin- und Herwuchten im Hebezeug versucht, ob die Klauen noch nachträglich fester anzogen, und dadurch der Eintritt dieses Falles während des Senkens ziemlich ganz vermieden; der Block schlug, wenn die Klaue noch schlippen wollte, ohne Unheil anzurichten, auf die Lowry zurück.

Der Versatz der Blöcke erfolgte im Querschnitt in dem Läufer- und Binderverbände genau nach Zeichnung; im Längenschnitt verschob sich das auf der Zeichnung angenommene Schema dadurch, daß die Breite zweier Blöcke genau gleich der Länge eines Blockes ist, auf Stofsuge also nicht gerücksichtigt war. Auf diese ist aber doch im Durchschnitt mit mindestens 10 bis 15 cm zu rechnen, da eine absolut gleichmäfsige und genau richtige Stellung aller Blöcke nicht zu erreichen, im Uebrigen auch nicht nöthig ist; die etwas schiefe Stellung auch nur eines Blockes bringt aber die vieler anderen mit sich und verursacht dadurch klaffende Fugen.

Die Blöcke wurden mit Abtreppung immer sofort bis zur vollen Höhe aufgebaut. Sobald eine Strecke von etwa 20 m mit Blöcken fertig war, wurde die Betonhinterfüllung eingebracht. Diese bestand aus 2 Theilen Schottersteinen und 1 Theil Trafsmörtel, letzterer aus Trafs, Kalk und Sand zu gleichen Theilen. Der Beton wurde in Kästen von rot. 0,9 cbm Inhalt mittelst des Krahnens versenkt.

Die Maximal-Tagesleistung im Versetzen der Blöcke hat, allerdings nur unter dem Zusammenwirken aller Verhältnisse im günstigsten Sinne, 20 Stück betragen. In der Zeit vom 1. April bis 16. November 1882, d. i. in einer Zeit von 192 Arbeitstagen, ist (da an 13,5 Arbeitstagen die Arbeit wegen Sturm, Seegang oder hohen Wassers ganz eingestellt bleiben mußte) an 178,5 Tagen gearbeitet worden, und wurden während dieser im Ganzen 881 Blöcke in 99,5 Tagen versetzt, 2765 cbm Beton in 57,5 Tagen versenkt und 884 cbm Steinschüttung hergestellt, welche aufser den 21,5 Tagen, an denen nur an der Steinschüttung gearbeitet wurde, im Uebrigen während des Blocksetzens mitgemacht worden war. Die durchschnittliche Leistung pro Tag betrug also beim Blocksetzen rund 9 Stück, beim Beton-senken 48 cbm. Erstere Leistung erreichte also nicht ganz die bei Bemessung der Gröfse des Blockdepots zu Grunde gelegte Annahme; indessen würde, wenn nach der ursprüng-

lichen Absicht der untere Mauerkörper des im Wasser freistehenden Theils der Mole ganz aus Blöcken aufgebaut werden sollte, der Durchschnittsverbrauch pro Tag sich erhöht haben, da die oberen Blockschichten meist schneller gesetzt werden, als die erste Lage; auch betraf die bisherige Arbeit den in der Jade liegenden Theil der Nordmole nur erst allein, während nach Durchbrechung des Seedeiches an den alsdann auszuführenden Theilen der Nord- und Südmole zu gleicher Zeit gearbeitet werden kann. Die Annahme eines Durchschnittsverbrauches an Blöcken von 15 Stück pro Tag wird also ungefähr das Richtige gewesen sein.

Auf dem aus Blöcken und Beton hergestellten Unterbau wurde bei jeder Strecke in dem ihrer Vollendung folgenden Jahre das obere Mauerwerk errichtet. Dieses erhielt eine vordere Verblendung von schwedischem Granit; da auch der obere Theil der letzten Blockreihe bei gewöhnlicher Ebbe trocken fällt, so war auch in diesem schon eine Schicht von Granitverblendung eingefügt und im Block mit versetzt worden. Die Hintermauerung bestand aus Ziegelmauerwerk in Trafsmörtel, welchem letzteren indessen in diesem Falle zur schnelleren Erhärtung $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ Cementmörtel von der Mischung 1:1 zugesetzt wurde. Der Trafsmörtel bewährte sich hierbei gerade ganz ausgezeichnet; denn da die Zeit, während welcher das Mauerwerk trocken lag, für den unteren Theil nur sehr kurz war, so wurde bis zum letzten Moment gemauert, und die Fluth lief über die soeben erst verlegten Schichten; aber niemals trat eine auch nur nennenswerthe Ausspülung der Fugen ein. Der Trafsmörtel erwies sich hier als ein für den Seebau fast unentbehrliches Material, und dies um so mehr, als seine Vorzüglichkeit für diesen Zweck durch Versuche bei der Marine noch weiter dahin festgestellt worden ist, daß die Erhärtung des Trafsmörtels im Seewasser eine intensivere ist, als im süfsen Wasser. Es wurde daher unbedenklich auf dem Blockdepotplatz mit Seewasser gearbeitet, und erfolgte mit diesem nicht nur die Mauerung und Mörtelbereitung, sondern auch das Einlösen des Kalkes, sowie die oben besprochene Befechtung der fertigen Blöcke.

Die Kosten der Molen-Quaimauer betragen rot. 3000 \mathcal{M} . pro lfd. m; von diesem Betrage entfallen:

- 2,3 % auf die Baggerarbeiten zwischen den Spundwänden,
- 2,5 - auf die Steinschüttungen,
- 53,7 - auf Maurerarbeiten incl. Versetzen der Blöcke und Material,
- 17,3 - auf die Spundwände,
- 7,8 - auf die Rüstungen in See,
- 1,6 - auf Eisenzeug zu letzteren,
- 2,8 - auf Einrichtung des Blockdepots,
- 4,5 - auf Beschaffung gröfserer Geräthe und Baubetriebs-Einrichtungen,
- 7,5 - auf Insgemein.

In vorstehenden Procentsätzen sind die Kosten für Einrichtung des Blockdepots, sowie Beschaffung von Geräthen und der Baubetriebs-Einrichtungen auf die ganze Länge der aufserhalb des Deiches zu erbauenden Molenstrecken vertheilt worden. —

Schließlich sei noch Einiges über den im Wasser freistehenden Theil der Nordmole erwähnt. Derselbe umschliesst

einen theilweise schon vorhandenen Boots- und Torpedohafen als offenen Fluthafen für kleinere Fahrzeuge. Es ist deshalb eine 15 m weite Oeffnung in der Mole vorgesehen, welche mit einer Rollbrücke für Fußgänger, deren beiderseitige Klappen in das Mauerwerk zurückgezogen werden können, überspannt werden sollte. Zunächst war nun die Ausführung dieser Mole nur erst bis zu dieser Einfahrts-Oeffnung beschlossen worden, und dabei die Kostensumme des Molenbaues, vom Aufsenhaupt der Seeschleuse an gerechnet, auf 2800000 \mathcal{M} festgesetzt, während die Gesamtkosten bei völliger Herumführung der Nordmole bis zum Kopf der Südmole der ersten Hafeneinfahrt 3400000 \mathcal{M} betragen haben würden.

Hinsichtlich der Construction der im Wasser freistehenden Mole war von dem Verfasser projectirt worden, unter Beibehaltung desselben Systems der Rüstungen nebst Krah-

nen und derselben Weite der Baugrube den unteren Mauerkörper in voller Breite der letzteren aus Blöcken aufzubauen und in eben dieser Breite das obere Mauerwerk darauf zu setzen. Die Breite dieser Mole wurde jedoch von den Revisions-Instanzen dahin vermehrt, daß die landseitige Spundwand an Stelle der Pfahlreihe, welche die landseitige Laufschiene des Versetzkranes trägt, sowie an Stelle der Spundwand eine Pfahlreihe zu stehen kommt, und daß alsdann, unter Beibehaltung des vorderen Aufbaues von Blöcken die hintere Verbreiterung durch Betonschüttung gebildet werde.

Während der Vorbereitungen zu dieser Bauausführung mußte der Unterzeichnete, zu anderweitigem Dienst der Marine von Wilhelmshaven abberufen, den Bau der zweiten Hafeneinfahrt leider verlassen.

Danzig, im November 1883. Conrad Müller.

Ueber die im Königreich Preußen bis zum Jahre 1882 und im Jahre 1882/83 ausgeführten Entwässerungs-Anlagen mit Dampfmaschinen-Betrieb.

Wenn ein Kreis von Grundbesitzern zur Verbesserung der Abwässerungs-Verhältnisse ihrer Grundstücke von der bisherigen natürlichen Entwässerung zu einer künstlichen Abwässerung überzugehen und dieserhalb eine freie oder öffentliche Genossenschaft zu bilden beabsichtigt, so ist es für den zugezogenen Techniker eine der nächstliegenden Aufgaben, die Kosten der in's Auge gefassten Entwässerungs-Anlage überschläglich zu berechnen, damit die betreffenden Grundbesitzer sich von vornherein ein ziemlich sicheres Urtheil bilden können, ob das Unternehmen rentabel und weiter zu verfolgen, oder wegen zu großer Kosten bei Seite zu legen sei. In technischen Werken, Zeitschriften etc. findet man nur hie und da bezügliche Angaben, welche überdies meistens nur ganz besondere Anlagen oder solche betreffen, die in anderen Ländern als in Deutschland ausgeführt sind, und sieht sich deshalb der Techniker, welchem die gedachten generellen Vorarbeiten übertragen werden, gezwungen, mit ihm mehr oder weniger bekannten Maschinenfabriken in Verbindung zu treten, um von denselben Auskunft über Preise und sonstige Erfordernisse zu erhalten, wobei er sich dann lediglich auf den guten Willen der Fabrik und auf die Richtigkeit der Mittheilungen derselben verlassen muß.

Zu verschiedenen Malen hatte der Unterzeichnete in neuerer Zeit Gelegenheit, generelle Veranschlagungen von Entwässerungs-Anlagen mit Dampfmaschinen-Betrieb in kürzester Zeit vornehmen zu müssen, und führte ihn die ange-deutete sehr unangenehme Lücke zu der Erkenntniß, daß solcher Verlegenheit nur, und zugleich am einfachsten und zweckmäßigsten, abgeholfen werden könne, wenn von sämtlichen im Königreich Preußen ausgeführten derartigen Anlagen, soweit möglich, genauere Angaben über betreffende Einzelheiten gesammelt und veröffentlicht würden.

Der Herr Minister für Landwirthschaft, Domainen und Forsten ging bereitwillig auf die dieserhalb von dem Unterzeichneten eingereichte Vorstellung ein, und sind danach aus sämtlichen Regierungsbezirken die betreffenden Nachweisungen, soweit sie sich für jetzt erreichen ließen, nach einem ausgearbeiteten Fragebogen eingezogen und in der

hier auf Seite 283 u. f. nachfolgenden tabellarischen Uebersicht zusammengestellt worden.

Nach dieser waren in Preußen im Jahre 1882 an Dampf-Entwässerungsanlagen vorhanden:

1) in der Provinz Schlesien,	
Regierungsbezirk Breslau	2
2) in der Provinz Ostpreußen,	
Regierungsbezirk Gumbinnen	6
Regierungsbezirk Königsberg	3
	9
3) in der Provinz Westpreußen,	
Regierungsbezirk Marienwerder	6
Regierungsbezirk Danzig	94
	100
4) in der Provinz Brandenburg,	
Regierungsbezirk Frankfurt a/O.	5
5) in der Provinz Pommern,	
Regierungsbezirk Stettin	1
6) in der Provinz Sachsen,	
Regierungsbezirk Merseburg	1
Regierungsbezirk Magdeburg	1
	2
7) in der Provinz Rheinpreußen,	
Regierungsbezirk Düsseldorf	1
8) in der Provinz Hannover,	
Landdrostei Lüneburg	2
9) in der Provinz Schleswig-Holstein	6
mithin im preussischen Staate überhaupt	128

Die größte Anzahl der Anlagen enthält hiernach der Regierungsbezirk Danzig, nämlich 94, während von den übrigen in Betracht kommenden 11 Regierungs-Bezirken jeder nur 1 bis 6 künstliche Schöpfanlagen besitzt.

Von der ermittelten Gesamtzahl wurden erbaut:

bis 1850	1 Anlage,
in den Jahren 1850 bis 1860	24 Anlagen,
„ „ „ 1860 „ 1870	33 „
„ „ „ 1870 „ 1880	53 „
„ „ „ 1880 „ 1882	17 „

Die stetige Zunahme dieser Zahlen läßt erkennen, daß die Wichtigkeit solcher künstlichen Entwässerungsanlagen mit dem Fortgange der Zeit immer mehr erkannt worden ist.

Alle diese Anlagen werden von Dampfmaschinen betrieben, deren Gesamtkraft 3391 Pferdestärken beträgt. Die meisten der Dampfmaschinen haben 12 bis 40 Pferdestärken, nur wenige sind kleinere, und gleichfalls ist nur eine beschränkte Anzahl größerer Art vorhanden. Zu letzteren gehören die in der Tabelle unter No. 3, 4, 8, 90, 112, 114, 115, 116, 119, 120 aufgeführten, welche zwischen 60 und 120 Pferdestärken besitzen. Maschinen von mehr als 120 Pferdestärken kommen nicht vor.

In Betreff der Schöpfvorrichtungen folgt aus der Tabelle zunächst, daß die älteren Anlagen, abgesehen von einer geringen Zahl, welche Schnecken früherer Art benutzen, fast nur hölzerne Wurfäder erhalten haben, deren Durchmesser bis zu 7 m beträgt, und daß man später erst zu Kreiselpumpen (mit stehender Welle), dann zu Centrifugalpumpen (Kreisel mit horizontaler Welle) und endlich in 2 Fällen zu sog. Overmars'schen Pumprädern übergegangen ist. Aus der tabellarischen Uebersicht ergibt sich, daß zur Zeit vorhanden sind:

- 1) Dampf-Schöpfanlagen mit hölzernen oder eisernen gewöhnlichen Wurfädern 62
 - 2) solche mit Schnecken (Schrauben) 7
 - 3) „ „ Kreiselpumpen 36
 - 4) „ „ Centrifugalpumpen 21 } 57
- (Dieselben sind nach den Angaben in der Tabelle nicht genau zu erkennen und also auch nicht sicher von einander zu trennen.)
- 5) solche mit Overmars'schen Pumprädern 2

Diese 128 verschiedenen Schöpfvorrichtungen entwässern im Ganzen 108931 ha; auf 1 Pferdekraft sind daher durchschnittlich 32,5 ha Abwässerungsfläche zu rechnen, wobei die durchschnittliche größte Schöpffhöhe 2,28 m beträgt. Werden diese Zahlen auf eine Fläche von 1000 ha und 1 m Schöpffhöhe bezogen, so ergeben sich dafür durchschnittlich 13,6 Pferdekraft, während man in Holland allgemein auf 1000 ha bei 1 m Schöpffhöhe 12 Pferdekraft rechnet. Weichen die holländischen Abwässerungsverhältnisse auch wie natürlich nach manchen Seiten hin von den preussischen ab, und sind die in den Tabellen aufgeführten Angaben, schon weil sie zum ersten Male eingezogen sind, häufig nur auf Schätzungen, also nur im Allgemeinen als zutreffend anzusehen, so kann man doch bei generellen Projecten die ermittelten Resultate als maafsgebend betrachten und die Maschinenkraft zu 13,6 Pferdestärken als eine maximale für 1000 ha bei 1 m Schöpffhöhe ansehen.

Wird diese Reduction der Maschinenkraft auf die Fläche nach den einzelnen Bezirken und Schöpfvorrichtungen vorgenommen, so ergeben sich folgende Resultate für 1000 ha. Es erfordern:

- im Regierungsbezirk Gumbinnen !
 - (Nr. 3 des Verzeichnisses) das Wurfad 15,5 Pferdestärken
 - (Nr. 4) der Kreisel 8,4 „
- im Regierungsbezirk Marienwerder
 - (Nr. 12 und 13) Wurfäder 9,7 Pferdestärken
 - (Nr. 15—17) Kreisel 20,0 „

im Regierungsbezirk Danzig

- (Nr. 18—42) Centrifugalpumpen . . 13,7 Pferdestärken
- (Nr. 18—42) Wurfäder 25,6 „
- (Nr. 43—54) Wurfäder 23,4 „
- (Nr. 55—83) Wurfäder 24,2 „
- (Nr. 85—103) Kreisel 16,4 „

im Regierungsbezirk Frankfurt a/O.

- (Nr. 112—116) Centrifugalpumpen . 13,6 Pferdestärken
in der Landdrostei Lüneburg
- (Nr. 121) Overmars'sche Pumpräder . 11,1 Pferdestärken
- (Nr. 122) dito 11,8 „

im Regierungsbezirk Schleswig-Holstein

- (Nr. 123—125) Centrifugalpumpen . 20,1 Pferdestärken.

Diese Resultate zeigen große Verschiedenheiten in der Größe der Maschinenkraft, sogar in solchen Gegenden, deren Verhältnisse man als ziemlich gleichartig ansehen kann.

Mit Ausnahme des Regierungsbezirkes Schleswig-Holstein handelt es sich in allen Fällen hauptsächlich um ein Trockenlegen von Flächen in den Frühjahrsmonaten in möglichst kurzer Zeit, welche während der Wintermonate direct oder indirect von benachbarten Flüssen aus inundirt worden sind. Daß man zu dem Zwecke sich sehr großer Maschinenkraft bedient, geschieht, um gerade so rasch als möglich das gewünschte Ziel, die Trockenlegung, zu erreichen; aber auffallend ist doch, wie die Verschiedenheiten auch mit den Schöpfvorrichtungen im Zusammenhange stehen, und zwar der Art, daß sich hieraus wohl auf deren Zweckmäßigkeit oder Unzweckmäßigkeit zurückschließen läßt. Im Regierungsbezirk Danzig z. B. findet sich bei Benutzung der Wurfäder stets sehr bedeutende Maschinenkraft, während diese, mit Kreiseln und Centrifugalpumpen in Verbindung gesetzt, sehr viel geringer ist. Auffallend klein ist die Maschinenkraft für die in der Landdrostei Lüneburg zur Anwendung gebrachten Overmars'schen Pumpräder, wobei allerdings zu bemerken ist, daß die in Frage kommenden Verhältnisse, obgleich sie Aehnlichkeit mit denen in Westpreußen haben, doch in manchen Beziehungen von diesen abweichen, wenn freilich kaum derartig, daß sich dadurch die geringe Maschinenkraft erklären ließe und man direct zur Annahme berechtigt wäre, daß Overmars'sche Pumpräder überhaupt mit erheblich größerem Nutzeffect arbeiten, als andere Schöpfvorrichtungen.

Ganz besonderer Art sind dagegen die Verhältnisse der Schöpfanlagen der Provinz Schleswig-Holstein (Nr. 123—125), bei denen es sich nur um ein stetiges Trockenhalten niedrig gelegener Marschflächen handelt zu der Zeit, in welcher diese wegen des hohen Fluthwasserstandes im benachbarten Flusse nicht auf natürlichem Wege abwässern können. Daß hier eine übergroße Maschinenkraft in Anwendung gebracht worden, ist mehr auf Unkenntniß der betreffenden Genossenschaften, als auf die Nothwendigkeit oder auch nur auf die Zweckmäßigkeit der Anlage zurückzuführen.

Eine weitere wichtige Frage betrifft die Kosten der Dampfschöpfanlagen. Leider muß man sich sagen, daß die Tabelle, wie natürlich, auch in dieser Beziehung noch viele Lücken aufweist; aber trotzdem lassen sich doch manche Resultate nach verschiedenen Seiten hin gewinnen, die immerhin für überschlägliche Berechnungen der Kosten zu benutzen sind, besonders wenn diejenigen Anlagen unberücksichtigt

(Fortsetzung auf S. 299 u. f.)

Tabellarische Zusammenstellung, betreffend die bis zum Jahre 1882 und im Jahre 1882/83 im Königreich Preußen hergestellten Dampf-Schöpfanstalten.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
									Schöpfungshöhe		Anzahl der Schöpfungen										
Laufende Nr.	Bezeichnung der Entwässerungs-Genossenschaften (Gemeinde, Kreis, Regierungsbezirk), welche Dampf-Schöpfanlagen haben ausführen lassen.	Jahreszahl der Herstellung der Anlagen.	Größe der Entwässerungsfläche ha	Bezeichnung der Fabrik, welche die Dampfmaschine geliefert hat (Name, Ort).	Größe der Dampfmaschine, effective Pferdekraft.	Kosten der Dampf-Schöpfmaschine, mit Kessel fertig montirt M.	Art der Schöpfvorrichtung.	Kosten der montirten Schöpfvorrichtung M.	größte m	mittlere m		anzahl der Schöpfungen	Angabe wie viel cbm u. d. 3 Schöpfn. p. Min. geschöpft werden	Kosten d. Unterbaues d. Dampf-Schöpfmaschine u. Schöpfvorrichtung mit Einmauerung d. Kessels u. d. Schornsteins M.	Größe der Fläche des Dampfschöpf-Maschinengebäudes qm	Kosten des Gebäudes M.	Gesamtkosten der ganzen Anlage M.	Angabe, wie viel Tage resp. Stunden im Jahre geschöpft wird.	Verbrauch an Steinkohlen pro effective Pferdekraft u. Stunde kg	Kosten der Wartung pro Jahr M.	Kosten d. Unterhaltung pro Jahr M.
I. Provinz Schlesien.																					
Regierungsbezirk Breslau.																					
1	Rittergut Leubel, Kreis Wohlau	1881	117	H. Landt in Mannheim	Locomotive 4 Pf.	2500	Centrifugalpumpe (Castor in Breslau)	650	2,5	—	2	—	200	Kein Gebäude	—	7640 incl. 4290 für Gräben	50—100	8	150—400 je nach den Tagen	2—300 je nach d. Grabenunterh.	ad 5 + 1,5 m.
2	Rittergut Exau, Kreis Wohlau	1881	175	Hoffmann in Breslau	Zwillingsmaschine 6 Pf. (alt)	2500 Instandsetzungskosten	Centrifugalpumpe (Stampf in Breslau)	2000	2,0	—	5	—	350	22,5	700 Bretterhaus	12790 incl. Graben-anlage	50—150	8	150—450	450 je nach d. Grabenunterhalt.	ad 3 Wiese und Acker, ad 5 1 m durchschnittlich.
II. Provinz Ostpreußen.																					
A. Regierungsbezirk Gumbinnen.																					
Linkuhnen-Seckenburger Entwässerungs-Verband, Kreis Niederung																					
3	a) Petricken	1859	5800	Schichau in Elbing	2 à 90 Pf. 2 Kessel	63750	2 Wasserräder, jede Maschine 1 Rad	27000	2,08	0,90	1 Maschine p. Min. 189 cbm	—	30000	2 Kesselhäuser à 130 2 Maschinenh. à 78 1 Radstube 68	69000	210000	in 106 Tagen 65·24 Stund.	1,85	2000	1700	Unter normalen Verhältn. bilden sich p. ha u. Minute 0,0742 cbm Wasser während 14 Tage, so daß im Frühjahr auszuschöpfen sind: 23850·0,0742·60·24·14 = rt. 35600000 cbm.
4	b) Jodgallen	1866	6600	Union-Gießerei zu Königsberg	2 à 90 Pf. 3 Kessel	50000	4 Kreiselpumpen	25500	2,42	0,90	Beide 480	—	30000	1 Kesselh. 142, 1 Maschinenh. 65, 2 Kesselh. à 45,75, 91,50 1 Kesselhaus 98 1 Maschinenh. 67,22 1 Kreiselh. 43 1 Kesselhaus 90 Maschinenhaus 34 Kreiselh. 20 Maschinen- u. Kesselhaus 20 Kreiselh. 16,50 Kesselhaus 126 Maschinenhaus 56,40 Kreiselh. 68,40	37000	155000	in 120 Tagen 89·24 Stund.	1,75	1900	2000	
5	c) Schnecken	1868	3750	"	55 Feldscher Röhrenkessel	26000	1 Kreiselpumpe	6000	2,60	1,10	138	—	16000	1 Kesselhaus 98 1 Maschinenh. 67,22 1 Kreiselh. 43 1 Kesselhaus 90 Maschinenhaus 34 Kreiselh. 20 Maschinen- u. Kesselhaus 20 Kreiselh. 16,50 Kesselhaus 126 Maschinenhaus 56,40 Kreiselh. 68,40	30000	80000	in 120 Tagen 84·24 Stund.	3,20	1200	1000	
6	d) Jonelkischken	1870	900	Vulkan in Königsberg	30	11000	desgl.	3600	2,36	1,20	56	—	6000	1 Kesselhaus 90 Maschinenhaus 34 Kreiselh. 20 Maschinen- u. Kesselhaus 20 Kreiselh. 16,50 Kesselhaus 126 Maschinenhaus 56,40 Kreiselh. 68,40	22500	52500	in 107 Tagen 36·24 Stund.	3,10	500	400	
7	e) Wolfsdorf	1871	800	"	20	9000	desgl.	3000	2,40	0,90	51	—	3200	Maschinen- u. Kesselhaus 20 Kreiselh. 16,50 Kesselhaus 126 Maschinenhaus 56,40 Kreiselh. 68,40	13500	30000	in 80 Tagen 42·24 Stund.	2,83	500	400	
8	f) Warsze	1872	6000	Masch. Sternkopf in Tilsit, Kreisel Schichau in Elbing	90	36900	desgl.	12000	2,56	1,00	330	—	13000	Kreiselh. 16,50 Kesselhaus 126 Maschinenhaus 56,40 Kreiselh. 68,40	62000	125000	in 131 Tagen 80·24 Stund.	2,85	1500	1500	
B. Regierungsbezirk Königsberg.																					
9	Caymen - Lablacken'er Deichverband, Kreis Labiau	1857—1858	2839,4	Vulkan zu Königsberg	60	nicht mehr bekannt	2 Kreiselpumpen 1,96 m Durchmesser	wie ad 7	1,41	0,94	185,40 556,20	wie ad 7	212	wie ad 7	wie ad 7	in 107 Tagen 1189 Stunden	7,1	1050	700	ad 3 Moorbruch, ad 4 zu Wiesen, ad 5 0,47 m.	
10	Balga'er Meliorat.-Verb., Kreis Heiligenbeil	1868—1869	1225	Union zu Königsberg	36	18900	Kreisel	in Nr. 7 mit enthalten	1,80	1,40	—	—	7317	159	in Nr. 12 mit enthalt.	26217	in 50 Tagen 1200 Stunden	4,3	600	450	
11	Braunsberger Wiesen-Verband, Kreis Heiligenbeil	1868	1349	Schichau in Elbing	20	siehe Spalte 14, 15	hölzernes Wurfrad	siehe Spalte 7	1,57	0,76	23	—	siehe Sp. 14, 15	78,4	fertige Anlage	30000	127—154 Tage	—	390	232,18	Wiesencultur. Untergrund Torf, ad 5 + 0,3 m.
III. Provinz Westpreußen.																					
A. Regierungsbezirk Marienwerder.																					
12	Deichverband der Falkenauer Niederung, Kreis Marienwerder	1854	3296	Königl. Maschinenbau-Anstalt in Dirschau	40	—	Wurfräder	3000	2,50	1,86	267	—	—	331,4	"	"	557 Stunden	6,25	920	360	ad 1 Es sind jährlich je nach dem Weichselwasserstande bis zu 30 Millionen cbm zu heben. ad 2 Die Berechnung ist bei mittl. Schöpfungshöhe nach d. Geschwindigkeit d. Rades, der Eintauchungstiefe u. 25 % Verlust berechnet. ad 4 Acker und Wiesen, ad 5 Acker 0,80 m über Binnenwasserstand, Wiesen 0,30 m darüber. ad 1 1880=2269000 cbm 1881= 868000 cbm, ad 3 Acker u. Wiese, ad 4 Getreidebau u. Weidebenutz., ad 5 0,3 bis ü. 5 m ü. niedr. W.
13	Kreis Marienwerder	1872																			
14	Binnenpolder derselben Niederung, Schöpfwerk Eintracht	1857	10800	Schichau in Elbing	40	1500	Wurfräder	1200	2,50	1,80	—	—	—	188	21300	37500	790 Stunden	6,25	660	200	
15	Lichtfelde, Kr. Stuhm	1878	646	Schichau in Elbing	15	—	Kreisel	—	2,2	1,5	28	—	—	82	—	18310	1880=1350 1881=510	—	—	—	
16	Gr. Brodsende, Kreis Stuhm	1880	330	Steckel in Elbing	20	—	desgl.	—	2,5	1,7	27	—	—	65	—	17000	—	—	—	—	
17	Kl. Brodsende, Kreis Stuhm	1877	319	Schichau in Elbing	25	10500	desgl.	—	2,5	1,8	30	—	—	77	—	20049	1878=528 1879=384 1880=155200 =48 " 1881=176800 =46 "	—	180	550	ad 1 1878=950400 cbm=30 cm, 1879=701200 " =23 " 1880=155200 " =48 " 1881=176800 " =46 "
B. Regierungsbezirk Danzig.																					
a) Großes Marienburger Werder.																					
18	Gemeinde Schönhorst	1879	520	Schichau in Elbing	16	10000	Centrifugalpumpe m. stehender Welle	1500	2,34	1,17	geschätzt 40,00	7500	79,76	360	17860	25—27 Tage ohne Nächte sehr verschieden	3—4	250	50	Die Masch. arbeit. bis zu 31,5 effect. Pferdekraft, Acker und Wiesen 0,30 bis 1,40 ü. Binnenwasserst.	
19	Gem. Neumünsterberg Uebertrag	1854	840	Schichau in Elbing	24	15200	Wurfrad, 6,00 Durchmesser, 0,52 Breite	347	1,90	1,50	73,23 87,93 97,76	11452	117 Maschinenhaus 56,4 Kohlenhaus	1500	28500	—	6,70	318	389		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
									Schöpffhöhe		
Laufende Nr.	Bezeichnung der Entwässerungs-Genossenschaften (Gemeinde, Kreis, Regierungsbezirk), welche Dampf-Schöpfanlagen haben ausführen lassen.	Jahreszahl der Herstellung der Anlagen.	Größe der Entwässerungsfläche ha	Bezeichnung der Fabrik, welche die Dampfmaschine geliefert hat (Name, Ort).	Größe der Dampfmaschine, effective Pferdekraft.	Kosten der Dampf-Schöpfmaschine, mit Kessel fertig montirt M.	Art der Schöpfvorrichtung	Kosten der montirten Schöpfvorrichtung M.	größte	mittlere	kleinste
									m	m	m
20	Uebertrag		46306,4		901						
21	Gem. Vierzehnhuben	1861	235	Schichau, Elbing	12	6571	Centrifugalpumpe	siehe Nr. 15	2,05	1,72	1,41
22	" Baarenhof	1861	340	" "	12	siehe Nr. 15	Wurfrad	siehe Nr. 15	1,90	1,52	1,21
23	" Bärwalde	1862	400	" "	16	9000	"	260	2,3	1,9	1,5
24	" Fürstenwerder	1863	1075	" "	24	15150	"	siehe Nr. 15	1,55	1,17	0,88
25	" Alte Babke	1866	672	" "	2 à 18	21000	2 desgl.	siehe Nr. 15	2,07	1,51	1,04
26	" Rehwalde	1879	109	" "	10	6600	Centrifugalpumpe	siehe Nr. 7	1,88	1,41	0,94
27	" Tiegenhagen	1853	1008,6	" "	25	9000	Wurfrad	225	2,0	1,46	0,99
28	" Tiegerweide	1871	250,60	" "	17	10500	"	siehe Nr. 7	1,71	1,06	0,77
29	" Siebenhuben	1879	224	" "	14	9500	Centrifugalpumpe	siehe Nr. 15	2,15	1,075	0,80
30	" Marienau-Niedau	1878	1748	" "	15	10000	Centrifugalpumpe mit stehender Welle	2000	2,6	1,4	0,97
31	" Fürstenau, Kreis Elbing	1854	1132	Steckel, Elbing	30	25000	Centrifugalpumpe seit 1876, früher Schnecke	15000	1,65	1,30	1,00
33	" Klein Mausdorf	1854	480	Schichau, Elbing	18	8900	Wurfrad	1350	1,50	1,0	0,71
34	" Groß Mausdorf	1855	869	" "	16	12000	desgl. 7,15 Durchmesser, 0,30 Schaufelbreite	600	1,60	0,7	0,43
35	" Lupushorst	1878	723	" "	15	10000	Centrifugalpumpe mit stehender Welle	2000	1,60	1,30	0,94
36	" Krebsfelde	1852	480,71	" "	12	5801	Wurfrad	240	1,50	1,00	0,71
37	" Petershagen, Kr. Marienburg	1846	946	" "	24	16500	"	4650	1,20	0,75	0,46
38	" Reinland	1855	213,64	" "	12	6300	Centrifugalpumpe	306	2,20	1,25	0,88
39	" Hegewald, Kreis Elbing	1854	648	" "	24	12000	Wurfrad	2000	1,57	0,94	0,65
40	" Fürstenerweide-Goldberg	1880	123,64	" "	6	4150	"	1500	0,94	0,47	0,30
41	" Waltdorf	1871	282	" "	8	6100	"	1800	2,2	1,5	1,1
42	" Heitlau-Jungfer	1865	297,86	" "	12	7200	"	500	2,0	1,5	1,1
b) Danziger Werder, Kreis Danzig.											
43	Gem. Wotzlaff	1854	868	Behrend, Danzig	20	13400	Schnecke	700	2,4	1,9	1,4
44	" Krampitz	1855	575	Schichau, Elbing	20	13800	Wurfrad	250	2,2	1,2	0,8
45	" Käsemarkt	1853	950	Geschkat, Oliva bei Danzig	20	18000	"	250	2,0	1,1	0,7
46	" Müggenthal-Pranst	1861	1587	Schichau, Elbing	40	19680	6,9 Durchm., 0,62 breit	500	2,2	1,6	1,1
47	" Scharfenberg	1862	486,7	" "	20	13820	"	300	2,0	1,2	0,8
48	" Osterwiek	1862	487	" "	16	12000	"	300	1,8	1,1	0,7
49	" Gr. u. Kl. Wald-dorf	1865	666	" "	20	14000	Schnecke 7,8 lang, 1,4 Durchmesser	800	1,8	1,1	0,8
50	" Schönau	1871	448	Steckel & Wagenknecht in Danzig	16	10000	Wurfrad	250	1,5	0,9	0,6
51	" Grebnerfeld	1872	956	Schichau, Elbing	15	10400	Wurfrad	—	1,0	0,6	0,4
52	" Hochzeit	1876	289	" "	17	11800	Schöpfrad	250	2,0	1,1	0,8
53	" Neuenhuben	1879	222	" "	17	10800	6,6 Durchm., 0,24 breit	250	2,0	1,1	0,8
54	" Nabel-Gutsherberge	1879	304	Springer, Danzig	17	10750	"	250	2,0	1,1	0,8
c) Deichverband der rechtsseitigen Nogatniederung.											
55 bis 83	1) Es kommen 29 einzelne Schöpfenricht. vor mit Wurfrädern, meistens kleiner Art u. aus d. J. 1850—1870 stammend. Die nebensteh. Zahlen sind Durchschnittszahl.		Sa. 11755 ha durchschnittl. 400	Meistentheils von Schichau in Elbing		Sa. 543 Pferdekrafte, 6—40 Pf.	Wurfrad	—	—	—	—
84 bis 103	2) Gem. Königsdorf	1877	450	Schichau, Elbing	10	6825	Schnecke	—	—	1,4	—
104 bis 106	3) 19 Gemeindebezirke	—	Sa. 8043 ha durchschnittl. 424 ha	durchweg desgl.		Sa. 278 Pferdekrafte	Kreisel	—	—	—	—
104	4) Gem. Moosbruch	1877	42	Schichau, Elbing	8	—	Centrifugalpumpe	—	—	2,0	—
105	" Alt-Rosengart II	1877	171	" "	12	—	"	—	2,6	1,8	—
106	" Thiensdorf, Kr. Marienburg	1878	218	Steckel, Elbing	12	—	"	—	—	2,6	—
d) Neue Binnenehrung.											
107	Entwässerungs-Genossensch. Neue Binnenehrung, Kr. Danzig	1876	2672	Schichau, Elbing	20	12506	Schaufelrad	342	1,0	0,85	0,6
Uebertrag			89754,15		2411						

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
									Bemerkungen, besonders:		
Angabe, wie viel cbm b. d. 3 Schöpfp. p. Min. geschöpft werden	Kosten d. Unterbaues d. Dampf-Schöpfmasch. u. Schöpfvorrichtung mit Einmauerung d. Kessels u. d. Schornsteins M.	Größe der Fläche des Dampfeschöpf-Maschinengebäudes qm	Kosten des Gebäudes M.	Gesamtkosten der ganzen Anlage M.	Angabe, wie viel Tage resp. Stunden im Jahre geschöpft wird.	Verbrauch an Steinkohlen pro effective Pferdekraft u. Stunde kg	Kosten der Wartung pro Jahr M.	Kosten d. Unterhaltung pro Jahr M.	1) Angaben üb. d. Wassermenge, die überhaupt pro Monat und Jahr zu heben ist; 2) auf welche Art die Berechnung dies. Wassermengen stattgef.; 3) welcher Art die entwässerten Grundstücke sind, und 4) wie d. Benutzung derselben ist; 5) wie hoch dieselb. liegen in Bez. a. d. zu erziel. Binnenwasserst. etc.		
									bei der größten Schöpfp. bei der mittleren Schöpfp. bei der niedrigsten Schöpfp.	bei der größten Schöpfp. bei der mittleren Schöpfp. bei der niedrigsten Schöpfp.	bei der größten Schöpfp. bei der mittleren Schöpfp. bei der niedrigsten Schöpfp.
geschätzt 40,0	siehe Nr. 15	83	4500	16500	356 Stunden	7—10	140	180			
geschätzt 30,0	siehe Nr. 15	110,60	siehe Nr. 15	16050	384 Stunden	2 3/4	150	200			
geschätzt 50,0	7685	84,0	1250	21000	306 Stunden	6	376	225			
geschätzt 45,0	14412 incl. 15	220,0	siehe Nr. 12	29562	408 Stunden	6 1/4	700	200			
geschätzt 10,0	siehe Nr. 15	198,24	siehe Nr. 15	50000	1440 Stunden	6	400	250			
geschätzt 5,0	siehe Nr. 14	58,3	5800	13000	480 Stunden	5	220	200			ist gewöhnlich außer Betrieb.
geschätzt 35,0	siehe Nr. 15	105,98	siehe Nr. 15	20400	720 Stunden	6	180	100			
geschätzt 40,0	siehe Nr. 14	113,73	11700	22500	264 Stunden	5	115	500			
geschätzt 30,0	14000	79,38	1422	24922	396 Stunden	3,5	243	100			3000 M für Gräben.
geschätzt 30,0	4800	79,38	1200	18000	288 Stunden	7,0	300	820			
geschätzt 50,0	3800	79,38	1200	17000	240 Stunden	7,0	300	720			
geschätzt 35,0	21000	235,41	4000	65000	350 Stunden	8 1/2	900	1750			
geschätzt 35,0	12000	153,1	1750	24000	480 Stunden	7	610	2400			
geschätzt 35,0	12000	178,98	11400	36000	360 Stunden	15,0	220	1440			
geschätzt 30,0	5000	81,27	2100	19100	300 Stunden	7,0	330	850			
geschätzt 30,0	4358	59,0	2142	12541	480 Stunden	3 3/4	216	889			
geschätzt 20,0	18000	102,6	12000	54000	1248 Stunden	10 1/2	480	4532			
geschätzt 20,0	2616	79,2	633	9855	384 Stunden	14 1/2	136	1050			
geschätzt 25,0	6675	170	6000	26675	792 Stunden	8 1/2	324	3885			
geschätzt 15,0	500	45	1000	7150	288 Stunden	8 1/2	61	855			
geschätzt 15,0	5000	66,5	3000	17500	720 Stunden	8	250	80			
geschätzt 20,0	8000	92,0	1800	21600	960 Stunden	10	243	210			
nicht ermittelt	11300	pp. 70	2700	28100	21 Tg. à 24 St.	6,65	200	200			
nicht ermittelt	10250	"	2700	27000	20 do.	3,13	250	200			
nicht ermittelt	12050	"	2700	33000	30 do.	6,25	200	200			
nicht ermittelt	12690	150	5580	38450	pp. 30—50 Tg.	3,13	300	300			
—	11800	75,3	2800	28720	14 Tg. u. Nacht	6,25	350	200			
—	11920	dito	2780	27000	20 do.	5,86	250	150			
—	6510	68	2690	24000	20 do.	5,91	300	150			
—	3950	70	2600	16800	12 do.	6,56	300	150			
—	1660	63,3	2340	14400	45 do.	—	200	150			Die weiteren Angaben sind weggelassen, da dieselben unvollständig waren, und mit den vorstehenden gleicher Art zu sein schienen.
—	2660	93,6	3500	18210	209 Stunden	13	270	237			
—	3570	93,6	3500	18210	27 Tage	5,4	210	120			
—	4450	93,6	3500	18210	420 Stunden	2,2	270	120			
				Summa 479793 oder pro Pferdek. Dampfesch. 883 M.							
—	—	—	—	11000							
—	—	—	—	253828							
—	—	—	—	7200			240	—			
—	—	—	—	12000			415	—			
—	—	—	—	12000			200	200			
0,8	0,8	1,2	4654	92,0	4300,0	21802	960,0	3,1	250	1200	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
									Schöpffhöhe		
Laufende Nr.	Bezeichnung der Entwässerungs-Genossenschaften (Gemeinde, Kreis, Regierungsbezirk), welche Dampf-Schöpfanlagen haben ausführen lassen.	Jahreszahl der Herstellung der Anlagen.	Größe der Entwässerungsfläche ha	Bezeichnung der Fabrik, welche die Dampfmaschine geliefert hat (Name, Ort).	Größe der Dampfmaschine, effective Pferdekraft	Kosten der Dampf-Schöpfmaschine, mit Kessel fertig montirt	Art der Schöpfvorrichtung.	Kosten der montirten Schöpfvorrichtung	größte m	mittlere m	kleinste m
108	Uebertrag Gem. Altendorf, Kreis Marienburg	1881	89754,15 180,6	Schichau, Elbing	2411 12	7500	Kreisel, 60% Nutzeffect	150	2,1	1,33	1,4
109	Gem. Stobendorf dito	1855	175	" "	12	9000	Wurfrad, 50% Nutzeffect	siehe Nr. 12	0,80	1,26	1,7
110	Gem. Holm dito	1856	230	Hambuch, Elbing	16	13500	2 Centrifugalpumpen	—	1,30	0,94	0,4
111	Gut Neuterranova, Kr. Elbing	1868	150	Schichau, Elbing	6	3900	Kreiselpumpe, 70% Nutzeffect	—	1,20	0,9	0,4
IV. Provinz Brandenburg.											
112	Regierungsbezirk Frankfurt a/O. Entwässerungs-Corpor. des Zehden'er Bruchs, Kr. Königsberg N/M.	1868 u. 1869	2027	Hoppe, Berlin	120	30130	2 Centrifugalpumpen	18780 incl. Trans- mission und Ausfußrohr	5,60	2,30	0,8
113	Schöpfwerk für das Hohenwutzen - Oderberg'er Bruch	1875	1000	" "	20 bis 40	16500	1 Centrifugalpumpe	9260	2,87	1,38	0,8
114	Schöpfwerk f. d. Lunow-Stolp'er Bruch	1879	1500	" "	120 max. 240	52240 incl. Trans- mission	4 Centrifugalpumpen	27760	1,89	1,0	0,4
115	Rampitz - Aurith'er Deichverband, Kreis West-Sternberg	1868/69	1871	Schichau, Elbing	87	29070	Kreiselpumpe	12780	2,82	1,0	—
116	Deichverb. Fürstenberg, Kr. Guben u. Lebus	1881	4500	Hoppe, Berlin	2 à 50 resp. 90	36300	2 Centrifugalpumpen	28300	2,51	—	0,8
V. Provinz Pommern.											
117	Regierungsbezirk Stettin. Rittergut Gothen, Kr. Usedom-Wollin	1865/66	710,90	Nering & Rögel, Ysselburg	50, außerdem 2 holl. Wind- mühlen	—	2 Schnecken, 94 cm Durch- messer, 11,30 m lang; 2 dgl. für d. Windmühlen	—	3,85	1,88	1,1
VI. Provinz Sachsen.											
118	Regierungsbezirk Merseburg. Domäne Krauschütz, Kreis Liebenwerda	1882	225	Dav. Paxmannet Co., Colchester, England	8	5000	Locomotive mit Centri- fugalpumpe	1600	2,5	—	—
119	Regierungsbezirk Magdeburg. Aken-Rosenburg'er Deichverb., Kr. Calbe	1871	800	Graf Stolberg'sche Maschinenfabr. Magdeburg	100	46200	Centrifugalpumpe	40800	3,75	2,50	1,5
VII. Provinz Rheinprovinz.											
120	Regierungsbezirk Düsseldorf. Essenberger-Bruch-Genossensch., Kr. Mors	1860	124	Grüser jun., Eschweiler	10	Spalte 9	Kreiselpumpe durch Locomobile getrieben	10230	2,83	1,20	—
VIII. Provinz Hannover.											
121	Landdrosteibezirk Lüneburg. Entwässerungs-Genossenschaft der Vogtei Neuland, Amt Winsen an d. Luhe	1873 bis 1875	Abwässerungsfläche 2464,37, Beitrags- pflichtig 1782	Niederländ. Dampf- schiffahrts-Gesell- schaft zu Rotterdam	120 Pferdekraft an d. Schwun- radwelle, 83 Pf. mit Exp. u. Cond., 30 Umdreh. per Min., Cylind- Durchmesser 0,845, Hub- höhe 1,40	50000 cfr. Spalte 9	2 Overmars'sche Pump- räder, 7,82 Durchmesser, 6 m Trommeldm., Rad- breite 1,50, 10 Schau- feln, 4 Umdrehungen per Minute	44980 Spalte 7+9 =94980	4,40	2,04	0,6
122	Siilverband Over-Bul- lenhausen, Kr. Amt Harburg	1880/82	1038	Messerschmidt, Harburg	37	30000	2 Overmars'sche Pump- räder, Raddurchmesser 6,4, Trommeldurchmesser 5,0, 12 Schaufeln, Radbreite 1 m. Maschine macht pro Minute 24 Umdrehungen, die Räder 3. Eintauchung der Räder 0,7 m, Füllungscoefficient 0,85 m, Anfangsgeschwindigkeit 1 m. Die Räder fördern 2 · 0,7 · 1,0 · 0,85 = 1,4 · 0,85 = 1,22 cbm per Secunde	12000	3,0	1,2	—
Uebertrag			106750,02	3269							

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
										Angabe, wie viel cbm h. d. 3 Schöpfl. p. Min. geschöpft werden	
bei der größten	bei der mittleren	bei der niedrigsten	Kosten d. Unterbaues d. Dampf-Schöpfmasch. u. Schöpfvorrichtung mit Einmauerung d. Kessels u. d. Schornsteins	Größe der Fläche des Dampfschöpf-Maschinengebäudes qm	Kosten des Gebäudes	Gesamtkosten der ganzen Anlage	Angabe, wie viel Tage resp. Stunden im Jahre gepumpt wird.	Verbrauch an Steinkohlen pro effective Pferdekraft u. Stunde kg	Kosten der Wartung pro Jahr	Kosten d. Unterhaltung pro Jahr	Bemerkungen, besonders: 1) Angaben üb. d. Wassermenge, die überhaupt pro Monat und Jahr zu heben ist; 2) auf welche Art die Berechnung dies. Wassermengen stattgef.; 3) welcher Art die entwässerten Grundstücke sind, und 4) wie d. Benutzung derselben ist; 5) wie hoch dieselb. liegen in Bez. a. d. zu erziel. Binnenwasserst. etc.
—	24,36	—	5540	79,0	600,0	15000	—	6,5	—	—	
—	21,43	—	7200 incl. 9 u. 14	300	siehe Nr. 12	16200	300 Stunden	4,5	274	130	
—	20,1	—	6000	88	1500	24000	150 "	10	100	150	
—	—	—	—	21	2400	6300	140 "	5	90	100	
63	56 bis 114	28 bis 135	—	79	—	110000	durchschnittlich in 11 Jahren 175 Tage 23 Stund. p. Jahr	2	5000	20000 incl. Wartung	ad 1 per Jahr durchschnittl. 30 Mil- lionen cbm. ad 2 nach Erfahrung ermittelt. ad 3 mit Sand gemischer Letten. ad 4 grösstenth. Acker. ad 5 0—4 m höh. als Binnenwasser.
43	43	13—15	13000	131,6	6700	50000, incl. Deich u. Gräben 104000	287 Tage à 12 Stunden	1,5—2,0	1500 Brennmat. u. Schmiere 5000	12500 incl. Deich- u. Graben- unterhal- tung	ad 1 zwisch. 90000 u. 1250000 cbm p. Monat. ad 2 aus d. Umdrehung d. Pumpen mit 30% Verlust. ad 3 u. 4 wie oben. ad 5 0,35 bis 2,5 über d. normalen Binnenwasserstand.
3,74	30,0	200 bis 330	62000	332	18000	180000 incl. Graben- anlage	130 Tage à 12 Stunden	1—1,5	2400 Brennmat. u. Schmiere 9000	20000 incl. Grab- enunter- haltung	ad 1 15 Mill. cbm p. Mon. v. 20. März bis 20. April, im übrigen 2 Mill. p. Monat. ad 5 0,35 bis 2,50 über d. normalen Binnenwasserstand.
—	70,5	—	12200	151,40	2500	66000	54 Tage zu 24 Stunden	0,102 hl	750	2574	pro Jahr 5367870 cbm.
128 bis 234	—	80 bis 247	—	Maschinenhaus 314,81 Pumpenhaus 59,84	72000 incl. Spalte 12	152000	—	—	—	—	Binnenwasserstand soll mindestens 15 cm unter Oberfläche der niedrig- sten Grundstücke gehalten werden.
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	1000	32	500	incl. d. Ein- deichungs- kosten 15000	—	—	—	—	
—	—	—	3260	120	5680	55140	26 Tage durchschnittlich	2,15	2130 incl. Feuerung	385	pro Minute 144 cbm.
9	—	—	—	35,9	4110	13340	—	5	—	—	ad 5 0,30 m über Binnenwasserst.
annähernd gleich viel, 239,935 p. Minute, 14216 cbm p. Stunde mit beiden Rädern, Kohlenverbrauch pro Stunde 375 300 kg	—	225	Erdarbeiten 4816 Zimmerarb. 20000 Maurerarb. 83000 zusammen 107816	18738	Maschinen- u. Kesselhaus 190 Kohlenhaus 108 Radhaus 104 zusammen 402 Maschinenh. 69 Schornstein 19,25 qm Aufsassin 20	304795, 187778 Hauptrepa- ratur u. Er- gänzungs- bau 22000, also Total 326795	1878=1386 Std. in 138 Tagen 1879=1086 Std. in 108 Tagen 1880=1587 Std. in 158 Tagen 1881=1453 Std. in 145 Tagen durchschn. 1377.	3 kg bei An- wendung des Indi- cators	1878=1900 1879=1900 1880=1800 durchschn. 1866 ² / ₃	1878=9880 1879 =12600 1880=6800 durchschn. 9733 ¹ / ₃	ad 1 1878=19703376 cbm, 1879 =15438576 cbm, 1880=22560792 cbm, 1881=20684280 cbm, durch- schnittl. =19596756 cbm. ad 2 Je- des Rad hat 29,616 cbm, also 2 Räd. =59,232 cbm. Die Masch. macht 28 Touren. Uebersetzung 1: 6,94, also Geschwindigk. d. Räd. p. Min. 4 Umdr., so dafs b. 4 Tour. 236,9356 cbm gehob. werd. Mit beiden Räd.
67	134	—	40000	110	8000	—	—	—	—	—	ad 1 u. 2 Die grösste Niederschlags- höhe v. 1. Decbr. — 15. April = 40 cm, bedeckte Fläche 1035 ha, daher sind 4152000 cbm zu fördern u. zwar vom 1. März — 15. April, also in 46 Tagen à 20 Std. = 920 Betriebsst. oder pr. Min. im Mittel 75 cbm. ad 3 bis 5 Der Polder liegt horizontal +1,50 m ord. Ebbe = +0,85 ord. Fluth, +1,65 zu erziel. Binnenw., +0,87 höchst. Wasser, bei welchem geschöpft wird, +3,8. Torfuntergrund mit einer Klaidecke. Viehweide u. Ackerbau.

1 Laufende Nr.	2 Bezeichnung der Entwässerungs-Genossenschaften (Gemeinde, Kreis, Regierungsbezirk), welche Dampf-Schöpfanlagen haben ausführen lassen.	3 Jahreszahl der Herstellung der Anlagen	4 Größe der Entwässerungsfläche ha	5 Bezeichnung der Fabrik, welche die Dampfmaschine geliefert hat (Name, Ort).	6 Größe der Dampfmaschine, effective Pferdekraft	7 Kosten der Dampf-Schöpfmaschine, mit Kessel fertig montirt	8 Art der Schöpfvorrichtung.	9 Kosten der montirten Schöpfvorrichtung		10 Schöpfungshöhe	
								M	M	m	m
Uebertrag			106750,02		3269						
IX. Provinz Schleswig-Holstein.											
Regierungsbezirk Schleswig-Holstein.											
123	Westermoor, Kr. Steinburg	1862	404	C. Deckmann, Itzehoe	25	unbekannt	Wasserschraube	unbekannt	3,40	1,70	
124	Kronsmoor, Kr. Steinburg	1870	297	Karlshütte in Rendsburg	25	12825 incl. Pumpe	Centrifugalpumpe	unbekannt	4,0	2,30	
125	Kollmoor, Kr. Steinburg	1881	293	Meuck & Hambroek in Ottensen bei Hamburg	16	10000 incl. Pumpe	Centrifugalpumpe	siehe Nr. 7	2,55	1,20	
126	Gut Klostersee, Kreis Oldenburg	1861	600	Marquardt & Grebe, Hamburg	16	—	3 hölzerne Wasserschnecken	3000	4	3	
127	Gut Wallnau, Kreis Oldenburg	1867	400	Schwefel & Howaldt, Kiel	10	7350	offene hölzerne Schnecken	1700	3	2	
128	Bund & Mels, See-Entwässerungs-Genossenschaft, Kreis Sonderburg	1873	187	Stein & Meyland Sonderburg	2 à 15 zu Melsgaard und Broballig	Zusammen 24000 incl. Schöpfvorrichtung	Centrifugalpumpen	siehe Nr. 7	3,0 4,0	2,5 3,5	
Summa			108931,02		3391						
I. Provinz Schleswig-Holstein.											
129	Entwässerungs-Genossenschaft Neuenbrook, Kreis Steinburg	1882/83	2500 Marschland. Hinter dem Marschland liegt eine 1350 ha große Geestfläche, deren Tagewasser eine beschränkte Abwässerung in den Entwässerungscanal der Marsch hat. Eine besondere Ableitung des Geestwassers ist projectirt, bis auf weiteres aber die Ausführung hinausgeschoben	Maschinenfabrik „Cyclop“, Inhaber Mehlis & Behrens Berlin	58 bis 80 Pferdestärken	unbekannt, siehe Spalte 9	2 Centrifugalpumpen, von denen jede durch eine Woolfsche Maschine getrieben wird.	46000 incl. Spalte 7	3,7	2,3	
130	Breitenberger Dampf-Entwässerungs-Genossenschaft, Gemeinde Breitenberg, Kreis Steinburg	1883	260 davon 20 ha nicht concurrenzpflichtig	Itzehoer Eisenwerk zu Itzehoe	6	6490	Centrifugalpumpe	2000 Kosten des Ober- und Unterwasserbassins mit Stiel u. Spundwänden 2700	3,2	2,3	
Uebertrag			2760		144						

11 Angabe, wie viel cbm h. d. 3 Schöpfh. p. Min. geschöpft werden	12 Kosten d. Unterbaues d. Dampf-Schöpfmasch. u. Schöpfvorrichtung mit Einmauerung d. Kessels u. d. Schornsteins	13 Größe der Fläche des Dampfschöpf-Maschinengebäudes qm	14 Kosten des Gebäudes	15 Gesamtkosten der ganzen Anlage	16 Angabe, wie viel Tage resp. Stunden im Jahre gepumpt wird.	17 Verbrauch an Steinkohlen pro effective Pferdekraft u. Stunde kg	18 Kosten der Wartung pro Jahr	19 Kosten d. Unterhaltung pro Jahr	20 Bemerkungen, besonders: 1) Angaben üb. d. Wassermenge, die überhaupt pro Monat und Jahr zu heben ist; 2) auf welche Art die Berechnung dies. Wassermengen stattgef.; 3) welcher Art die entwässerten Grundstücke sind, und 4) wie die Benutzung derselben ist; 5) wie hoch dieselb. liegen in Bez. a. d. zu erziel. Binnenwasserst. etc.	
										bei der größten Schöpfungshöhe
nicht ermittelt	unbekannt	148 incl. Wärterwohnung	unbekannt	22000	durchschnittlich 25 Tage = 600 Stunden	3,30	150	1200	1) Die Dampfschöpfmühle dient nur zur Aushilfe, da noch eine Windmühle mit Schraube vorhanden ist. 3) Marschläudereien. 4) Acker und Weide. 5) Liegen pp. 0,40 m über dem zu erzielenden Wasserstand.	
nicht ermittelt	4675 incl. Gebäude	61	siehe Nr. 12	17500	durchschnittlich 25 Tage = 600 Stunden	2,50	150	1050	desgleichen.	
2,0	6400 incl. Gebäude	50	siehe Nr. 12	16400	—	1,50 garantirt	—	—	desgleichen.	
60	unbekannt	60	unbekannt	unbekannt	ca. 900 Stunden	250 Pfund pro Stunde	600	—	jährlich ca. 4 Mill. cbm Niederschlag und Sickerwasser; Moor und Sandboden; Acker und Weide; 1m üb. zu schöpfendem Wasser.	
11 9	12 10	13 13	siehe Nr. 14	80 60	66000 2 Gebäude incl. Einrichtung	90000	1200 Stunden 2400 Stunden	5,0 2,5	500 1000	zusammen pro Jahr ca. 2250000 cbm. Es ist angenommen, dafs von 375 ha die jährlichen Niederschläge mit 0,6 abzuführen sind; alter Meeresboden, Mudder, Acker und Wiesen; niedrigstes Land 0,3 m über Schöpfungshöhe.
b) Im Laufe Jahres 1882/83										
Gemessen sind mit jeder der beiden Maschinen auf 1,63 m Höhe 106,2 cbm bei 110 Umdrehungen, also leistete die Maschine = 74,21 eff. Pferdestärken. Die Maschine kann bis zu 120 Umdrehungen machen. Contract-200 cbm, bei 2,3 m Hubhöhe 113 cbm, bei 3,7 m Hubhöhe 70 cbm. Durch Verringerung der Expansion soll die mittlere Leistung bis auf 160 cbm gesteigert werden können.										
22,5 bei mittlerem Wasser. Contractmäßig sollte die Pumpe liefern 12 cbm bei 2,3 m Hubhöhe	1000	46,8 Kohlenschuppen 9,5	1000	13190	Angenommen sind 1080 Stunden	2,6 Contractmäßig konnte sie verbrauchen 3,6	210	veranschlagt zu 150	1) pro Jahr 12960 cbm. 2) durch Messung einer abgedämmten Fläche. 3) Klai- und Sandboden. 4) Weide und Kornbau. 5) Der erzielte niedrigste Binnenwasserstand ist -0,6 G.O. Das niedrigste Land liegt etwa ± G.O.	
Land liegt bis zu + 2 m G.O. (Ackerland), das niedrigste liegt bis + G.O. (Weideland). — ad 5. In der Regel soll die Grabenkante der niedrigen Grundstücke um 0,30 über Binnenwasser liegen; in Ausnahmefällen darf das Binnenwasser bis zur Grabenkante ansteigen. Das Gefälle bis zur Schöpfmaschine ist zu 1/10000 gewählt. ord. Fluthöhe in der Stör = + 2,00 G.O. ord. Ebbe daselbst = + 0,17 G.O. Niedrigstes Wasser bei der Pumpe, durch Pumpen hervorgebracht, — 0,80 G.O.										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Laufende Nr.	Bezeichnung der Entwässerungs-Genossenschaften (Gemeinde, Kreis, Regierungsbezirk), welche Dampf-Schöpfanlagen haben ausführen lassen.	Jahreszahl der Herstellung der Anlagen.	Größe der Entwässerungsfläche ha	Bezeichnung der Fabrik, welche die Dampfmaschine geliefert hat (Name, Ort).	Größe der Dampfmaschine, effective Pferdekraft.	Kosten der Dampf-Schöpfmaschine, mit Kessel fertig montirt \mathcal{M} .	Art der Schöpfvorrichtung.	Kosten der montirten Schöpfvorrichtung \mathcal{M} .	Schöpfhöhe	
									größte m	mittlere m
	Uebertrag		2760		144					
II. Provinz Hannover. Landdrostei Aurich.										
131	Zur Entwässerung der Knoekster Sielacht, Kreis Emden, ausgeführt von der Ems-Jade-Canal-Gesellschaft	1883	rot. 1000	Möller & Blum in Berlin, resp. Soeding und v. d. Heide in Hoerde bezüglich des Kessels.	5 Locomobile	5000	Centrifugalpumpe	1050	15	10
III. Provinz Brandenburg. Regierungs-Bezirk Frankfurt a/O.										
132	Entwässerungs-Corporation des Zehdener Bruches, Kreis Königsberg in der Neumark	1882 und 1883	2027	C. Hoppe, Berlin	200 bis 300 Pferdestärken	46410	Horizontale, unter Wasser arbeitende Centrifugalpumpen	23977	5,60	2,50
	Summa		5787		299					

gelassen werden, bei denen die Angaben in den einzelnen Spalten unvollständig geblieben sind. Ebenfalls möchte es zweifelhaft sein, ob die in Spalte 6 aufgeführten Pferdestärken auch wirklich, wie die Ueberschrift der Spalte es fordert, effective Pferdestärken sind, wovon natürlich sehr viel abhängt.

Ordnet man die vollständigsten und klarsten Angaben nach der Art der Schöpfvorrichtung, so ergibt sich Folgendes:

- Eine Schöpfanlage kostet im Ganzen per Pferdekraft:
- 1) mit Benutzung der Wurfäder 1100 \mathcal{M} .
 - 2) mit Benutzung der Centrifugalpumpen oder Kreisel 1223 „
 - 3) mit Benutzung der Overmars'schen Pumpräder 3592 „

Jede der ersteren beiden Anlagen ist hiernach erheblich billiger als die letztere, und man wird unter allen Umständen für erstere Anlagen mit höchstens 1500 \mathcal{M} pro Pferdekraft auskommen, wenn nicht ganz besonders schwierige Fundamentirungen zu erwarten sind, welche allerdings auf die Erhöhung der Bausumme ihren Einfluss ausüben.

Neben den Kosten der Herstellung von Dampfeschöpfvorrichtungen kommen ferner auch die des Betriebes wesentlich in Betracht. Dafs die betreffs dieser eingelierten Angaben noch weniger zutreffend sein konnten, als diejenigen über die Herstellungskosten, war zu erwarten, da auf eine

genaue Aufzeichnung der Kosten des Betriebes sowie der Betriebszeit bislang in den wenigsten Fällen gerücksichtigt worden ist.

Was die Betriebszeit betrifft, so wird dieselbe behufs eines generellen Voranschlags wohl ohne Schwierigkeit leicht zu ermitteln sein, und spielt aufser solcher dann nur noch der Steinkohlenverbrauch pro Stunde und effective Pferdestärke die Hauptrolle. Die Spalte 17 zeigt nach dieser Richtung die bedeutendsten Verschiedenheiten, und zwar differiren die Angaben von 1,5 kg bis 15 kg. Dafs bei den neuesten Anlagen selbstverständlich durch verbesserte Einrichtungen sich eine ganz erhebliche Ersparung an Kohlenverbrauch erzielen läfst, ist bekannt, aber solche verbesserte Einrichtungen sind in der Anlage sehr theuer, und wird es sich deshalb immer darum handeln, ob die Schöpfanlage im Jahre sehr viele oder nur wenige Stunden in Betrieb ist, ob daher eine theure Anlage mit geringerem Kohlenverbrauch vortheilhafter ist, als eine billigere Anlage mit größerem Kohlenverbrauch. Bei einer generellen Veranschlagung wird man immer gut thun, pro effective Pferdestärke und Stunde 4 kg Kohlenverbrauch anzunehmen, besonders bei kleineren Anlagen. Diese Annahme stimmt auch mit den Anführungen in Spalte 17 überein, wenn man in denselben eine Auswahl vornimmt. Speciell möchte hier zu bemerken sein, dafs besonders auf die ganz niedrigen Angaben nicht unbedingt

11		12	13	14	15	16	17	18	19	20
Angabe wie viel cbm d. d. 3 Schöpfp. p. Min. geschöpft werden		Kosten d. Unterbaues d. Dampf-Schöpfmaschine u. Schöpfvorrichtung mit Einmauerung d. Kessels u. d. Schornsteins \mathcal{M} .	Größe der Fläche des Dampfeschöpf-Maschinengebäudes qm	Kosten des Gebäudes \mathcal{M} .	Gesamtkosten der ganzen Anlage \mathcal{M} .	Angabe, wie viel Tage resp. Stunden im Jahre geschöpft wird.	Verbrauch an Steinkohlen pro effective Pferdekraft u. Stunde kg	Kosten der Wartung pro Jahr \mathcal{M} .	Kosten d. Unterhaltung pro Jahr \mathcal{M} .	Bemerkungen, besonders: 1) Angaben üb. d. Wassermenge, die überhaupt pro Monat und Jahr zu heben ist; 2) auf welche Art die Berechnung dies. Wassermengen stattgef.; 3) welcher Art die entwässerten Grundstücke sind, und 4) wie d. Benutzung derselben ist; 5) wie hoch dieselb. liegen in Bez. a. d. z. erziel. Binnenwasserst. etc.
	in max. 0,15 cbm per Stunde	hölzerner Boek für die Centrifugalpumpe rot. 600	hölzerner Schuppen 429 qm Fläche	rot. 800	7450	sehr unbestimmt	unbestimmt	unbestimmt	unbestimmt	Für gewöhnlich hat die Fläche eine natürliche Abwässerung. Der 10. Theil der Fläche liegt sehr niedrig. Es ist bei der Einrichtung angenommen, dafs der 4. Theil der bei einer Niederschlagshöhe von 0,08 m resultirenden Wassermenge in 15 Tagen abzuführen ist = $\frac{1}{4} \frac{(0,08 \cdot 1000 \cdot 10000)}{15 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0,15$ cbm pro Stunde.
124,80	186	200	53000	82,9	12000	166000	kann noch nicht angegeben werden, da das Werk erst seit etwa 4 Wochen fertig gestellt und in Betrieb genommen ist	1—1,5	kann noch nicht angegeben werden, da das Werk erst seit etwa 4 Wochen in Betrieb genommen ist	Hilfswerk. Vergl. Anlage Nr. 112 des Verzeichnisses a).

viel Werth gelegt werden darf. So ist z. B. unter Nr. 125, Kollmoor, ein Kohlenverbrauch von 1,50 kg als garantirt aufgeführt, während bei der amtlichen Abnahme der Maschine die Pferdestärke über das Doppelte in Anspruch nahm, was natürlich zu einem sehr empfindlichen Verluste der betreffenden Fabrik führen muß.

Da der Herr Minister die Fortsetzung dieser statistischen Notizen in Hinsicht der vom Jahre 1883 an erbauten Dampfeschöpfanlagen angeordnet hat, so steht zu erwarten, dafs für neuere Anlagen mit der Wirklichkeit übereinstimmendere Angaben werden mitgetheilt werden können, wodurch die hier veröffentlichten entweder ihre Bestätigung oder Berichtigung erhalten werden.

Am Schlusse möchte noch darauf hinzuweisen sein, dafs, wenn bei dem Project einer Schöpfanlage das in gewisser Zeit zu beseitigende Wasserquantum, die Schöpfhöhe und Betriebszeit ermittelt ist, und sich danach die Anzahl der erforderlichen effectiven Pferdestärken (4,5 cbm per Minute auf 1 m Höhe zu heben) hat berechnen lassen, es sich empfiehlt, bei der später folgenden Submission die Angabe zu fordern:

- 1) was die maschinelle Einrichtung jener Anzahl effectiver Pferdestärken kosten soll, und

2) welcher Kohlenverbrauch pro effective Pferdestärke und Stunde garantirt werden soll?

Werden dann die Kosten der Fundamentirung der Anlage und die des Maschinengebäudes, je nach der maschinellen Anlage ermittelt, so ist sehr einfach eine Uebersicht zu gewinnen, welche den Offerten am vortheilhaftesten ist, denn die Fundamentirungskosten und die des Gebäudes weichen je nach der Anlage nur zu sehr von einander ab.

Für einen Verband oder eine Genossenschaft ist die Frage, was die Anlage und der Betrieb, reducirt auf die effective im Wasser gemessene Pferdestärke kostet? fast die alleinige Hauptsache, denn wenn auch die übrigen Fragen, als z. B.: welche Anlage verhältnismäfsig die wenigsten Reparaturen hat, welche am leichtesten zu handhaben ist, u. s. w., bei der Wahl dieser oder jener Schöpfanlage von Bedeutung sind, so bildet die obige Geldfrage doch immer den Kernpunkt.

Anknüpfend an die vorstehenden Mittheilungen, welche bereits im April 1883 zur Veröffentlichung zusammengestellt waren, folgt hier eine Angabe über die weiter im Jahre 1882/83 ausgeführten gleichen Anlagen, aus welcher zunächst hervorgeht, dafs die Gesamtzahl der zur Zeit im Betrieb befindlichen Dampfeschöpfanlagen 132 beträgt.

Aus der (S. 295/298) fortgesetzten Tabelle ergibt sich, daß

1) die Neuenbrooker Anlage, Nr. 129, nach der contractmäßigen Anzahl der effect. Pferdestärken gekostet hat pro eff. Pferdestärke rund	2000 „
nach der ermittelten gelief. eff. Pferdestärke	1540 „
2) die Breitenberger Anlage, Nr. 130, nach der contractmäßigen Anzahl der effect. Pferdestärken nach der ermittelten gelieferten eff. Pferdestärke	2198 „
	1147 „
3) die Knoekster Anlage, Nr. 131, hat gekostet pro eff. Pferdestärke	1490 „
Die Zehdener Anlage, Nr. 132, soll (Spalte 5) mit 200 — 300 Pferdestärken arbeiten, das wird aber nach den in Spalte 10 u. 11 gegebenen Angaben jedenfalls nicht die effect., also im Wasser gemessene Pferdestärke, sondern die auf der Schwungradswelle gemessene Kraft sein, indem die Schöpfmaschine nach Spalte 10 u. 11 je nach den Schöpfungshöhen nur mit 151,20 resp. 94,9 resp. 26,60 eff. Pferdestärken arbeitet. Legt man die mittlere Leistung zu Grunde, so hat die Anlage pro eff. Pferdestärke gekostet	1747 „
resp. bei Zugrundelegung der größten Leistung von 151 eff. Pferdestärken	1100 „
und berechnet sich danach der Kohlenverbrauch übereinstim-	

mend mit den ersteren Anlagen auf 3,9 kg resp. 2,5 kg pro eff. Pferdestärke und Stunde.

Man sieht hieraus, wie wichtig es bei der Beurtheilung der Leistung, der Anlagekosten und des Kohlenverbrauches einer Dampfschöpfanlage ist, daß alle Angaben auf die eff. Pferdestärke, im Wasser gemessen (also 4,5 cbm 1 m hoch in einer Minute), bezogen werden, indem das danach zu gewinnende Resultat nur allein für die Genossenschaft, welche eine derartige Anlage herzustellen beabsichtigt, Bedeutung hat. Ueber das Verhältniß der Stärken der 4 aufgeführten Maschinen zu der Genossenschaftsfläche kann aus den Angaben nur in Betreff der ersten, der Neuenbrooker Anlage, erwähnt werden, daß für 2500 ha bei der mittleren Schöpfungshöhe von 2,3 m rund 58 effect. Pferdestärken gerechnet sind, während nach der allgemeinen Regel, daß für 1000 ha bei 1 m Schöpfungshöhe 12 Pferdestärken anzunehmen sind, die Maschine 68 eff. Pferdestärken hätte erhalten müssen. Diese Differenz gleicht sich dadurch aus, daß in besonderen Fällen die Maschinenkraft durch die Expansions-Einrichtung verstärkt werden kann, und mithin in gewöhnlichen Zeiten mit der geringeren Kraft arbeitet.

Die drei zuletzt genannten Anlagen können nach dieser Richtung keine Resultate geben, da sie nur als Aushilfemaschinen anzusehen sind.

Schleswig, im Januar 1884.

Runde.

Die Eisenbahnbrücke über den Atchafalaya-Strom (Berwick's Bay).

(Mit Zeichnungen auf Blatt 71 im Atlas.)

Der Atchafalaya-Strom führt nicht allein den Niederschlag seines 4610 □miles großen Gebietes in den Golf von Mexico ab, sondern auch verschiedene Ueberläufe aus dem Red River und dem Mississippi. Seine Wassermenge bei Hochfluthen ist noch nicht gemessen worden; sie mag aber danach beurtheilt werden, daß Humphreys und Abbot schon den Ueberlauf am Red River (Bayon Atchafalaya) auf 120000 Cubikfuß in der Secunde bei Hochfluthen angegeben, und S. 389 ihres Werkes die Differenz des Abflusses der beiden Hochfluthen von 1850 und 1851 dort, wo der Strom den Namen Berwick's Bay führt, 15 miles oberhalb des Golfes, auf 132000 Cbfs. in der Sec. berechnen (bei einem Querprofil von ein Mal 93000, das andere Mal 9000 □Fuß, einer gleichen Breite von 1750 Fuß, einem benetzten Umfange von 1783 bez. 1780 Fuß und einem Gefälle bis zum Golf das eine Mal 3 Fuß, das andere Mal 1½ Fuß auf 15 miles = 79200 Fuß).

Inzwischen hat sich aber der Abfluß durch den Atchafalaya erheblich vermehrt. Nach dem Berichte des Chief of Engineers vom 13. April 1882 haben die Untersuchungen ergeben, daß nicht nur alles oder beinahe alles Wasser des Red River, sondern auch noch eine große Wassermasse aus dem Mississippi durch den Bayon Atchafalaya entweicht, und daß sich dieser Ueberlauf fortdauernd vergrößert.

Im April 1883, bei ungewöhnlich hohem Stande des Mississippi, stand das Wasser in Berwick's Bay bei Morgan City, wo die Eisenbahn dieselbe überschreitet, 5 Fuß höher als im Golf, die Geschwindigkeit im Strome wurde auf über 13 Fuß in der Secunde gemessen, und es wälzten sich so

gewaltige Wassermassen den Strom hinab, daß vielfach die Befürchtung ausgesprochen wurde, der Mississippi werde sein Bett unterhalb der Red River-Mündung verlassen und durch den Atchafalaya einen um ca. 160 miles kürzeren Weg nach dem Golf nehmen. (Entfernung von Bayon Atchafalaya nach dem Golf 160 miles, im Laufe des Mississippi 327 miles.)

Die Mississippi River-Commission hat deshalb vorge schlagen, eine Schwelle in die Mündung des Red River einzulegen, und es werden verschiedene andere Projecte discutirt, um einer solchen Eventualität vorzubeugen.

In der Zeit vom Juli 1881 bis Februar 1882 wurde eine eingleisige Eisenbahnbrücke über den Atchafalaya für Morgano Texas und Louisiana Railroad erbaut, welche auf Blatt 71 im Atlas dargestellt ist.

Da sich im Bette des fast durchgehends 50 Fuß tiefen Flusses zunächst Schlamm befindet, und darunter, wie auch der Längenschnitt auf Bl. 71 zeigt, in einer Tiefe bis zu 90 Fuß unter den Auflagern der Brückenträger als sicherer Baugrund der blaue Mississippi-Thon liegt, so mußten die meisten Pfähle der Brückenjoche, von denen einzelne in 135 Fuß Länge nöthig wurden, aus zwei Baumstämmen hergestellt werden, die durch einen inneren, 3 Zoll starken und 24 Zoll langen eisernen Dollen, sowie zwei eiserne, im Querschnitt halbkreisförmige, ½ Zoll starke und 7 Fuß lange, fest mit einander verschraubte Backen, wie dies im größeren Maafsstabe auf Blatt 71 dargestellt ist, auf einander gepropft worden sind.

Eine schwimmende Dampftramme mit 94 Fuß hoher Ruthe und 10000 Pfund schwerem Rammhämmer wurde zum

Eintreiben der Pfähle verwendet und war so eingerichtet, daß man die letzteren nach jeder Richtung geneigt einrammen konnte. Die sowohl nach der Länge wie der Breite des Joches durchgehenden Zugstangen wurden vor dem Einrammen unten an den Pfählen befestigt. Die Zeichnungen ergeben die Construction der verschiedenen Pfahljoche vollständig und in ihren Einzelheiten, so daß zur Erläuterung derselben nichts weiter anzuführen ist.

Nachdem die Pfähle eingerammt und, soweit die Köpfe derselben sich nicht in der richtigen Lage befanden, durch umgelegte Ketten und die Winde der Dampftramme genau eingerichtet waren, wurden jede obere Pfahlreihe des Joches durch Kettenbänder in ca. 45 Fuß Tiefe (mittels Taucherarbeit) und dann beide Pfahlreihen unter der Wasserlinie mit Zangen versteift. Nachträglich stellte sich die Nothwendigkeit heraus, zum Schutz der Pfahljoche gegen Treibholz und treibende Schiffe oberhalb eines jeden derselben einen Vorkopf von Pfahlwerk in der Form fünfteiliger Duc d'Alben einzutreiben.

Ueber die eiserne Oberbau-Construction ist besonderes nicht zu bemerken. Zum Aufdrehen der Brücke befindet sich eine kleine Dampfmaschine auf dem Drehjoch. Das Durchlassen eines Schiffes erfordert ca. 10 Minuten.

Die Kosten der Brücke haben sich auf 123000 Dollar für den Unterbau einschließlic der 10000 Dollar kostenden Ramme, auf 107000 Dollar für den Oberbau, 22000 Dollar für die Versteifung der Joche und die Schutzjoche, und auf 4000 Dollar für die Anschlüsse an die Ufer, im Ganzen also auf 256000 Dollar belaufen. Das Holzwerk ist mit Kreosot imprägnirt und stellt sich dadurch auf den doppelten Preis des gewöhnlichen Kiefernholzes.

Zahlreiche Brücken über Nebenarme des Mississippi, wie Bayon Boeuf, Bayon Courtoleau, und andere kleinere Flüsse, theils mit eisernem, theils mit hölzernem Oberbau, sind auf dieser und der Bahn von New Orleans nach Mobile in gleicher Weise ausgeführt.

Washington, im Mai 1883.

Lange.

Neuere Anlagen und Bauausführungen auf englischen Eisenbahnen.

Aus den von dem Unterzeichneten auf einer Studienreise im Frühjahr 1881 in England gesammelten Notizen über dortige Eisenbahnanlagen und namentlich über neuere Bauausführungen, die mit den Eisenbahnen im Zusammenhange stehen, mögen folgende Mittheilungen hier Platz finden:

Was zunächst den Bahnkörper der englischen Eisenbahnen betrifft, so zeigt auf freier, nicht durch Häuser eingegengter Strecke das Auf- und Abtragsprofil der Bahnen keine besondere Abweichung von dem bei uns gebräuchlichen.

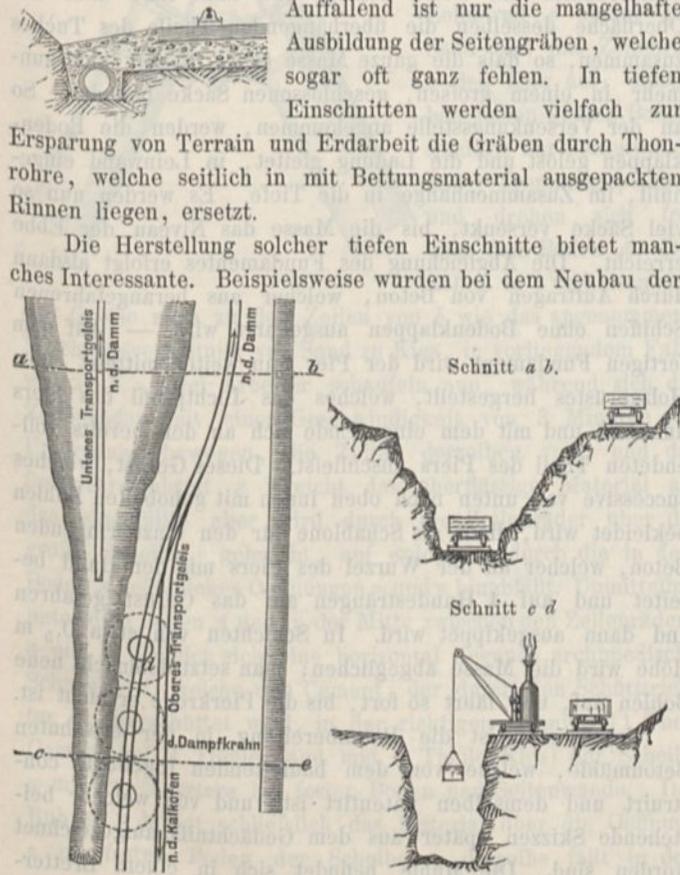
Auffallend ist nur die mangelhafte Ausbildung der Seitengraben, welche sogar oft ganz fehlen. In tiefen Einschnitten werden vielfach zur Ersparung von Terrain und Erdarbeit die Gräben durch Thonrohre, welche seitlich in mit Bettungsmaterial ausgepackten Rinnen liegen, ersetzt.

Die Herstellung solcher tiefen Einschnitte bietet manches Interessante. Beispielsweise wurden bei dem Neubau der

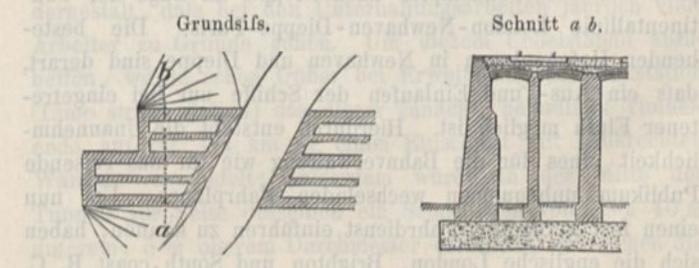
Linie Lincoln-Spalding ziemlich bedeutende Einschnitte in der Nähe von Lincoln in zwei Etagen hergestellt. Auf jeder Etage befand sich ein Transportgeleis. Zunächst wurde ein Schlitz für das untere, auf der Einschnittssohle befindliche Geleis vorgetrieben. Das hierbei gelöste Material wurde durch fahrbare Dampfkrahne, welche am Rande des Schlitzes längs dem oberen Transportgeleis aufgestellt waren, mittelst Kübel und Zangen gehoben, in Lowrys verladen und auf dem oberen Transportgeleis in den Damm verfahren. Sobald der auf solche Weise vorgetriebene Schlitz tief genug war, wurde das untere Transportgeleis vorgestreckt, während die Dampfkrahne weiter vorrückten.

Das in den Einschnitten vorgefundene Material wurde thunlichst zu baulichen Zwecken verwendet. Brauchbare Kalksteine wurden direct behufs Verwendung beim Mauerwerk in primitiv construirten Kalköfen gebrannt. Zur Herstellung des für das Mauerwerk der Brücken etc. erforderlichen Mörtels, welcher aus 1 Theil des erwähnten Kalkes, 1 Theil Sand und 1 Theil Ziegelmehl bestand, wurde das Ziegelmehl an Ort und Stelle auf folgende Weise bereitet: Der in den Einschnitten schichtenweis vorgefundene trockene bröcklige Thon wurde in Stücken auf einen Haufen gelegt, mit Kohlengrus bestreut, angezündet und mit Erde bedeckt. Das Product ist ein bröckliges Ziegelmehl, welches dem Mörtel behufs Verleihung hydraulischer Eigenschaften zugesetzt, übrigens auch zur Befestigung von Wegen benutzt wird.

Originell war auch die Ausführung und Anordnung der Bauwerke auf dieser Neubaustrecke. Der Baugrund in der

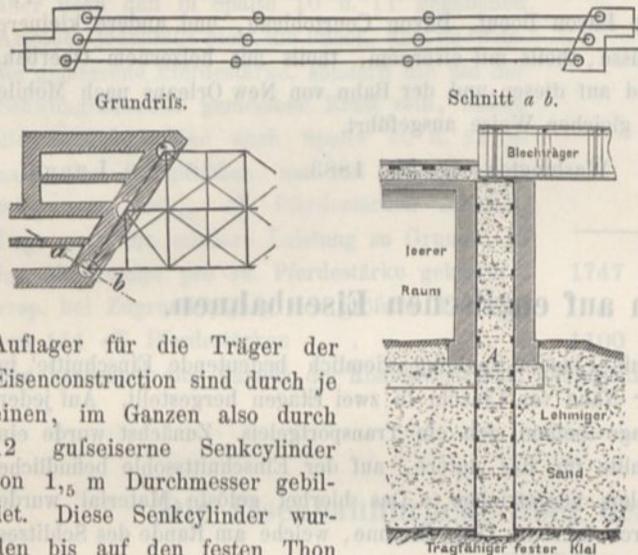


Zeitschrift f. Bauwesen. Jahrg. XXXIV.



Nähe von Lincoln besteht aus einer ziemlich tiefen Schicht von schlammigem und lehmigem Sande, unter welchem sich fester tragfähiger Thon befindet. Die gewölbten Bauwerke sind nun nicht bis auf diese Thonschicht hinabgeführt, sondern der Sparsamkeit halber nur etwa 1 m tief fundirt. Um aber den Druck des Mauerwerks auf die Unterlage möglichst zu verringern, wurden die hohlen Räume der Parallelfügel nicht wie gewöhnlich mit Erde gefüllt, sondern mit Kappen auf leichten Zwischenwänden überspannt und rückwärts durch eine Mauer geschlossen.

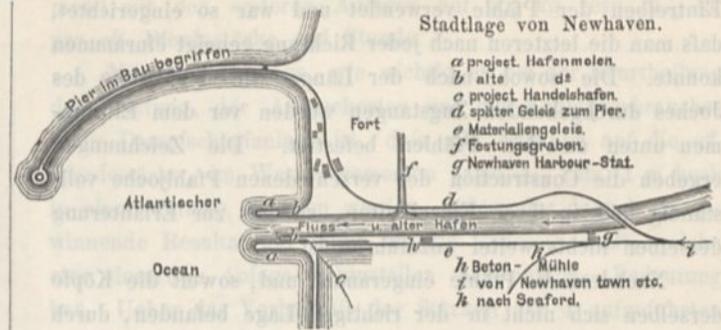
Bei einer Brücke über ein kleines Flüschen bei Lincoln mit Eisenconstruction und 3 Oeffnungen von 20 m Weite half man sich in beistehend skizzirter Weise. Die



Auflager für die Träger der Eisenconstruction sind durch je einen, im Ganzen also durch 12 gusseiserne Senkcyliner von 1,5 m Durchmesser gebildet. Diese Senkcyliner wurden bis auf den festen Thon hinabgeführt und danach mit Beton gefüllt; alsdann wurden die beiden Landpfeiler in derselben Weise, wie vorhin bei den gewölbten Bauwerken beschrieben, ausgeführt. In jedem Endpfeiler stecken also 3 eiserne Cylinder, welche die Eisenconstruction tragen und unabhängig von den Bewegungen des Mauerwerks sind. Die Mittelpfeiler erhalten kein Mauerwerk.

Im Anschluß hieran sei erwähnt, daß die Verwendung von Beton in England gegenwärtig sehr ausgedehnt und beliebt ist. Nicht nur benutzt man den Beton zu Fundirungen, sondern man stellt ganze Bauwerke, namentlich Futter- und Quaimauern in Beton her. Es hat dies hauptsächlich in der Güte und Billigkeit der englischen Cemente und der Höhe der Arbeitslöhne seinen Grund. In Lincoln stellte sich der aus geschlagenen Ziegelsteinen hergestellte Beton auf 15 \mathcal{M} pro cbm, während Ziegelmauerwerk 17 \mathcal{M} und mehr kostete. An der See, woselbst statt der geschlagenen Steine grober Meerkies verwendet werden kann, stellt sich der Preis des Betons selbstverständlich noch viel niedriger.

Ein großartiges Beispiel für Verwendung von Beton ist der Pier- und Hafenbau in Newhaven, dem Abfahrtsplatz der Personendampfer nach Dieppe im Zuge der Continentallinie London-Newhaven-Dieppe-Paris. Die bestehenden Hafenanlagen in Newhaven und Dieppe sind derart, daß ein Aus- und Einlaufen der Schiffe nur bei eingetretener Fluth möglich ist. Hierdurch entsteht die Unannehmlichkeit eines für die Bahnverwaltung wie für das reisende Publikum unbequemen wechselnden Fahrplanes. Um nun einen fest geregelten Fahrdienst einführen zu können, haben sich die englische London, Brighton und South coast R. C.

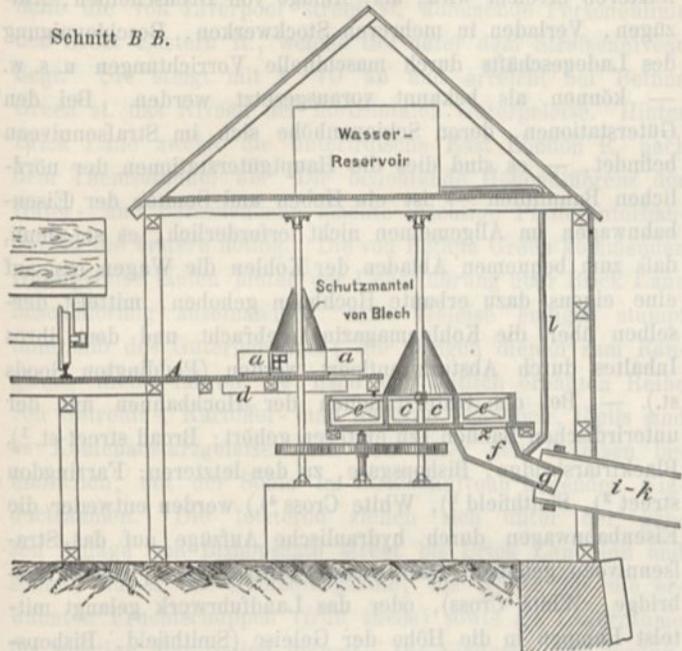


und die französische Nordbahngesellschaft dahin geeinigt, einen Pier (Wellenbrecher), wie er schon in Dover besteht, an beiden Hafenplätzen so weit in das Meer hinaus zu bauen, daß die Schiffe bei Ebbezeit an demselben anlegen können. Die Züge zur Beförderung der Passagiere fahren direct auf den Pier bis an die Landestelle. In Newhaven wurden diese Arbeiten im Frühjahr 1880 begonnen, doch dürfte die Fertigstellung wohl noch 5 bis 7 Jahre Zeit in Anspruch nehmen. — Gleichzeitig mit der Pieranlage ist auch eine Erweiterung der Hafeneinfahrt durch Erneuerung der aus Holz bestehenden baufälligen Wellenbrecher, sowie eine Erweiterung des Hafens selbst in Aussicht genommen.

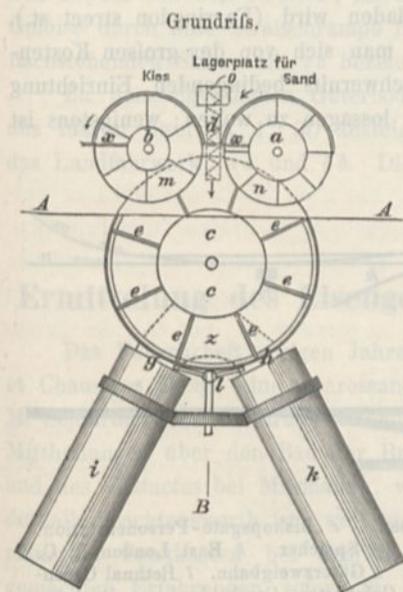
Da der Meeresstrand mit grobkörnigem, zum Ersatz von Steinschotter geeignetem Kies bedeckt ist, so entschloß man sich, den Pier gänzlich aus Beton aufzuführen. Zu den Fundamenten wird der Beton in einer Mühle bereitet, in der er aus den Mischtrommeln direct in die Schiffe fällt, welche ihn bei eingetretener Fluth zur Verwendungsstelle bringen. Dasselbst geschieht das Versenken in einer sehr originellen Weise. Jedes Schiff ist ähnlich einem Baggermaterial-Transportschiff mit beweglichen Bodenklappen construiert und wird vor Verladung des Betons im Innern völlig mit einem Tuch von Sackleinwand ausgekleidet. Nach erfolgter Anfüllung des Schiffsraumes mit Beton schlägt und näht man über der Oberfläche desselben die überhängenden Theile des Tuches zusammen, so daß die ganze Masse (etwa 30 cbm) sich nunmehr in einem großen, geschlossenen Sacke befindet. So an der Versenkungsstelle angekommen, werden die Bodenklappen gelöst und die Ladung gleitet, in Leinwand eingehüllt, im Zusammenhange in die Tiefe. Es werden nun so viel Säcke versenkt, bis die Masse das Niveau der Ebbe erreicht. Die Abgleichung des Fundamentes erfolgt alsdann durch Auftragen von Beton, welcher aus herangefahrenen Schiffen ohne Bodenklappen ausgekarrt wird. — Auf dem fertigen Fundament wird der Pier nun weiter mittelst eines Holzgerüsts hergestellt, welches das Lichtprofil des Piers umrahmt und mit dem einen Ende sich an den bereits vollendeten Theil des Piers anschließt. Dieses Gerüst, welches successive von unten nach oben innen mit gehobelten Bohlen bekleidet wird, dient als Schablone für den einzubringenden Beton, welcher an der Wurzel des Piers mit der Hand bereitet und auf 4 Hundesträngen auf das Gerüst gefahren und dann ausgekippt wird. In Schichten von etwa 0,5 m Höhe wird die Masse abgeglichen; man setzt demnächst neue Bohlen auf, und fährt so fort, bis die Pierkrone erreicht ist.

Interessant ist die Betonbereitung in der erwähnten Betonmühle, welche von dem bauleitenden Ingenieur construiert und demselben patentirt ist, und von welcher beistehende Skizzen später aus dem Gedächtniß aufgezeichnet worden sind. Die Mühle befindet sich in einem Bretter-

hause an dem Ufer des Flusses und jetzigen Hafens so hoch über Fluthspiegel, daß die Betonschiffe auch bei Fluth noch unter die Ausgüßtrommeln fahren können; in einem Anbau



Schnitt B B.



Grundriss.

arbeitet die Locomobile. Das Material wird durch den Arbeitszug auf einem Geleise, welches mittelst Rampen bis zur Höhe des oberen Bodens ansteigt, herbeigefahren. Auf diesem Boden *A* befindet sich links der Lagerplatz für Sand, rechts der für Kies. Das Zellenrad *a* nimmt den Sand und das Zellenrad *b* den Kies auf; dieselben haben keinen Boden, sondern nur Seitenwände und Trennungsspeichen und drehen sich frei über dem Boden *A*. Die Zellen in *a* verhalten sich

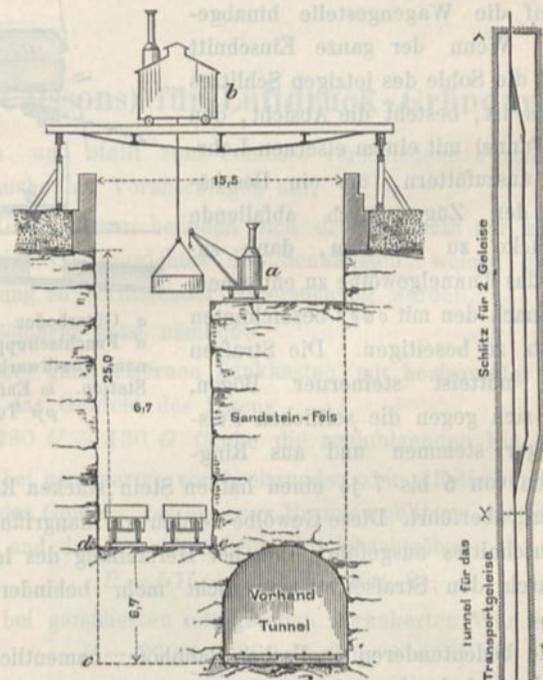
der Größe nach zu den Zellen von *b* wie das angenommene Mischungsverhältniß von Sand zu Kies, in vorliegendem Falle wie 2 : 5. Zwei Arbeiter schaufeln nun, während sich die Zellenräder mit einer Geschwindigkeit von 3 Minuten pro Umdrehung bewegen, die Zellen derselben voll, und das feste Streichbrett *x* streicht das überflüssige Material ab, das eingefüllte aber wird durch die Zellenräder über die große Scheibe *c* gebracht, auf welche es durch die in dem Boden *A* befindlichen Oeffnungen *m* und *n* hinabfällt. Unmittelbar unter dem Boden *A* und in der Mitte zwischen den Zellenrädern *a* und *b* befindet sich eine horizontal liegende archimedische Schnecke *d*, welche den Cement, der durch den Schütttrichter *o* eingeschüttet wird, in der richtigen Quantität (1 Theil Cement auf 2 Theile Sand und 5 Theile Kies) der Scheibe *c* zuführt. Letztere hat festen Boden und Seitenwände. Der Rührer *e* bringt schließlich das Material über die Oeffnung *z* im festen Boden der Scheibe *c*; dasselbe fällt in den

Trichter *f* und wird nun durch die Rinnen *g* und *h* in die beiden Mischtrommeln *i* und *k* befördert, deren innere Cylinderfläche der Länge nach mit Leisten benagelt ist. Durch ein eisernes Rohr *l* wird dem Trichter *f* gleichzeitig das erforderliche Wasser zugeführt. Die Mischtrommeln liegen etwas geneigt auf Frictionsrollen und werden durch einen Zahnkranz gedreht.

Zu der Bereitung des Betons, welcher zur Herstellung des auf dem Fundament sich erhebenden Theils des Piers verwendet ist, wurden die Materialien in Hundem angefahren und neben dem Mischungsplatze an der Wurzel des Piers gleich im richtigen Mengenverhältniß ausgekippt, indem 5 Hunde Kies und 2 Hunde Sand, dazu 2 Säcke Cement auf einen Haufen geschüttet wurden. Das Zugießen von Wasser und Mischen durch Werfen mit der Schaufel zeigte nichts Abweichendes von der in Deutschland üblichen Methode.

Wie der Pier, werden auch die beiden Hafenmolen und die Quaimauern ganz aus Beton hergestellt; zum Schutze gegen das Anstoßen von Schiffen erhalten dieselben noch eine Verkleidung und Verankerung mit Pfählen. —

Eine andere interessante Bauausführung ist der Ersatz des Eisenbahntunnels in Liverpool durch einen offenen Bahneinschnitt. Für die Einmündung der London und North Western Eisenbahn in das Herz der Stadt Liverpool besteht seit Erbauung der Bahn ein zweigeleisiger Personentunnel von nahezu 2 km Länge, welcher an dem tiefsten Punkte 25 m unter dem Straßenpflaster liegt. Der Tunnel führt durch einen standfähigen rothen Sandstein und ist nur theilweise ausgemauert. Die vielen Züge, welche



denselben täglich passiren, verschlechtern die Luft in ihm dergestalt, daß bei den Unterhaltungsarbeiten jährlich viele Arbeiter zu Grunde gehen. Um diesem Uebelstande abzuhelfen, wurde schon früher bei Erweiterung der Endstation (Lime street station) das dieser zunächst befindliche Tunnelende auf rot. 0,5 km in einen Einschnitt mit senkrechten Wänden verwandelt; außerdem wurde in der Mitte des Tunnels zur Seite desselben ein Schornstein von etwa 10 m unterem, 5 m oberem Durchmesser errichtet, in welchen die

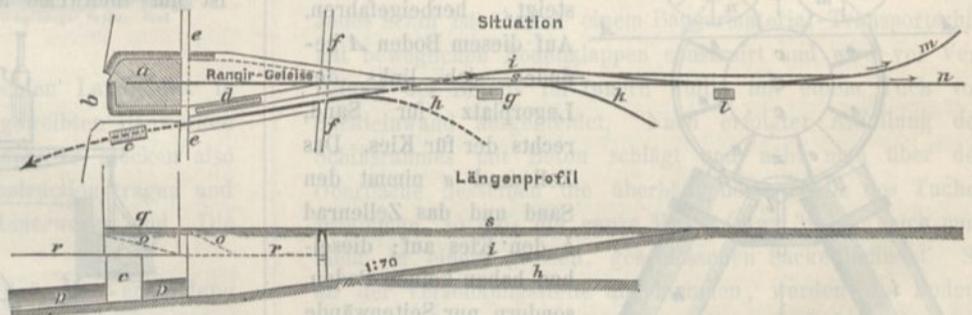
Tunnelgase durch ein großes vertical stehendes und durch Maschinenkraft bewegtes Schaufelrad eingesogen werden. Alle diese Vorkehrungen scheinen jedoch die Unzuträglichkeiten des Betriebes und der Unterhaltung nicht genügend beseitigt zu haben, so daß man, als der bedeutend gewachsene Verkehr eine weitere Anlage von zwei Geleisen erforderte, den schweren Entschluß faßte, die über dem Tunnel befindlichen Gebäude sämtlich anzukaufen, den Tunnel auf die ganze Länge zu öffnen und so einen viergeleisigen Einschnitt herzustellen. Die Arbeit wurde Anfang 1880 begonnen und befand sich an der tiefsten Stelle in dem durch die Skizzen auf der vorangehenden Spalte veranschaulichten Stadium.

Das betreffende Einschnittsstück liegt zwischen zwei Straßen. Ein Schlitz von 6,7 m Breite ist bis auf eine Tiefe von 6,7 m über der Sohle des bestehenden Tunnels abgeteuft. Aus dem hieraus gewonnenen Material sind zum Theil die oberen Brüstungs-, sowie die vorkommenden Stützmauern ausgeführt. Das aus dem Schlitz kommende unbrauchbare Material wurde, soweit thunlich, oben abgelagert, der Rest mittelst Landfuhrwerke verfahren. Von dem so hergestellten Schlitz wurde ein provisorischer eingleisiger Tunnel nach der Vorstation Edge Hill durchgetrieben, so daß jetzt der Transport des Materials mittelst eines Arbeitszuges durch diesen Tunnel bewerkstelligt werden konnte. Der weitere Fortgang der Arbeit erfolgt nun in der Weise, daß der kleine Dampfkrahn *a* die durch Abkeilen losgelösten großen Steinblöcke in die abnehmbaren Kästen der Eisenbahnwagen einladet. Die beladenen Kästen werden dann durch den großen Krahn *b* aufgehoben, über den Schlitz gebracht und auf die Wagengestelle hinabgelassen. Wenn der ganze Einschnitt bis auf die Sohle des jetzigen Schlitzes gebracht ist, besteht die Absicht, den alten Tunnel mit einem eisernen Lehrgerüst auszufüttern, um ein Beschädigen der Züge durch abfallende Steinstücke zu verhüten, dann zunächst das Tunnelgewölbe zu entfernen, und danach den mit *cdef* bezeichneten Steinsatz zu beseitigen. Die Straßen werden mittelst steinerner Bögen, welche sich gegen die seitlichen Felswiderlager stemmen und aus Ringgewölben von 5 bis 7 je einen halben Stein starken Ringen bestehen, überführt. Diese Gewölbe werden vor Inangriffnahme des Einschnittes ausgeführt, um bei Herstellung des letzteren durch den Straßenverkehr nicht mehr behindert zu sein.

Die bedeutenderen englischen Bahnhöfe, namentlich die in London, sind schon vielfach Gegenstand eingehender Abhandlungen gewesen, auch liegen die meisten derselben bereits aus früheren Veröffentlichungen in Zeichnung vor. Nachstehend mögen daher nur einige Beobachtungen mitgeteilt werden, welche auf gewisse Modificationen in den herrschenden Anschauungen über die zweckmäßigste Anlage von Güterbahnhöfen hinzudeuten scheinen.

In den Güterstationen Londons findet sich ein ganz eigenartiger Typus ausgeprägt, welchen dieselben dem Bestreben der Gesellschaften, möglichst im Centrum der Stadt

eine Güterstelle zu besitzen, und der damit verbundenen äußersten Beschränktheit des Raumes zu verdanken haben. Die Mittel, mit welchen eine möglichstste Ausnutzung des letzteren erreicht wird, als: Anlage von Drehscheiben, Aufzügen, Verladen in mehreren Stockwerken, Beschleunigung des Ladegeschäfts durch maschinelle Vorrichtungen u. s. w. — können als bekannt vorausgesetzt werden. Bei den Güterstationen, deren Schienenhöhe sich im Straßenniveau befindet, — es sind dies die Hauptgüterstationen der nördlichen Bahnlinien — ist ein Heben und Senken der Eisenbahnwagen im Allgemeinen nicht erforderlich, es sei denn, daß zum bequemen Abladen der Kohlen die Wagen erst auf eine eigens dazu erbaute Hochbahn gehoben, mittelst derselben über die Kohlenmagazine gebracht und dort ihres Inhaltes durch Absturz entleert werden (Paddington Goods st.). — Bei den Güterstationen der Hochbahnen und der unterirdischen Bahnen (zu ersteren gehört: Broad street st.¹⁾, Blackfriarsbridge, Bishopsgate, zu den letzteren: Farringdon street²⁾, Smithfield³⁾, White Cross⁴⁾) werden entweder die Eisenbahnwagen durch hydraulische Aufzüge auf das Straßenniveau gehoben, oder gesenkt (Broad street, Blackfriarsbridge, White Cross), oder das Landfuhrwerk gelangt mittelst Rampen in die Höhe der Geleise (Smithfield, Bishopsgate), oder es ist endlich Beides vorhanden, so daß alsdann in zwei Stockwerken geladen wird (Farringdon street st.). In neuerer Zeit scheint man sich von der großen Kostenaufwand und Betriebserschwerungs bedingenden Einrichtung der maschinellen Aufzüge lossagen zu wollen; wenigstens ist



a Güterboden u. Speichergebäude. *b* Bishopsgate street. *c* Bishopsgate-Personenstation. *d* Fruchtschuppen. *ee* Wheeler street. *ff* Brick Lane. *g* Speicher. *h* East London R. C. nach Southwark. *i* von Liverpool street 4 Personengeleise. *k* Güterzweigbahn. *l* Bethnal Green-Station. *m* Enfield-Alexandra palace. *n* Hauptlinien nach Colchester, Cambridge. *oo* Rampen. *pp* Tunnel. *q* Bishopsgate-Güterstation. *rr* Straßenniveau. *s* Gütergeleise.

bei Neubauten dem System der Rampenanlagen der Vorzug zu geben. Auch die Anlage von Drehscheiben und die Zuhilfenahme maschineller Kraft beim Ladegeschäft scheint neuerdings gern vermieden zu werden.

Ein gutes Beispiel hierfür ist die gegenwärtig im Bau begriffene Güterstation Bishopsgate der Great Eastern R. C. in London. Die vorstehenden Holzschnitte geben nur eine flüchtige Skizze dieser großen Anlage, da zur Zeit übersichtliche Pläne nicht vorhanden waren und die dürftig ausgestatteten Bauzeichnungen nur wenig Anhalt boten. Auch war der Geleiseplan außerhalb des Gebäudes noch nicht fest-

1) Näheres bei Hartwich, Aphoristische Bemerkungen etc.

2) Hennicke, Die Märkte von London, Ztschr. f. Bauwesen 1881.

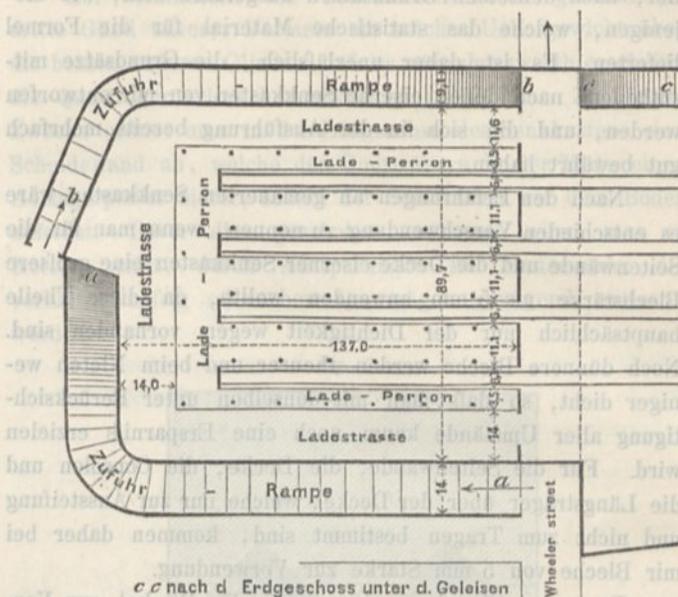
3) Donath, Neuere Bahnhofsanlagen in England, Ztschr. f. Bauwesen 1881.

4) Carl Plock, Reisebericht, veröffentlicht im Archit. Verein zu Berlin 1881.

gestellt. — Die Güterstation liegt auf dem Terrain des früheren Personenbahnhofes. Die Geleise befinden sich 5 bis 6 m über dem Straßenniveau. Hart längs der Station läuft die von Liverpool street st. kommende Personenlinie der Great Eastern R., welche tief unter dem Straßenniveau liegt. Sie steigt mit 1 : 70 an und erreicht bei Bethna Green st. das Niveau der horizontalen Gütergeleise. Hinter Brick Lane zweigt die unterirdische East London R. nach dem Themsetunnel ab. Die bedeutende Höhendifferenz der Güter- und Personenbahn machte mächtige Pfeilerunterbauten für die erstere nöthig. Die von Bethna Green kommenden Gütergeleise laufen hinter der Ueberführung über Brick Lane büschelförmig auseinander. Acht Geleise endigen stumpf innerhalb des Gütergebäudes; die übrigen dienen zum Rangiren, theils führen sie nach der seitlich erbauten Reihe von Getreide-, Kartoffel- und anderen Schuppen, theils sind es Kohlenabsturzgeleise nach den unter den Geleisen befindlichen, mit der Sohle im Straßenniveau liegenden Viaducträumen. Die letzteren ziehen sich unter der ganzen Anlage von Bishopgate street bis Brick Lane hin und sollen, außer als Kohlenmagazine, als Keller für die erwähnten Fruchtschuppen (fruit sheds) sowie als Lagerräume für sonstige Materialien dienen. Die Viaducte sind zugänglich sowohl von den Strafsen, als auch von dem Niveau der Geleise durch eine Straßenrampe für Landfuhrwerk, in der nachstehenden Skizze mit *cc* bezeichnet.

Zu dem eigentlichen Güterboden innerhalb des Gebäudes führen zwei ca. 1 : 30 ansteigende Straßenrampen für das Landfuhrwerk, *aa* und *bb*. Die eine geht von Wheeler street

street, die andere von Bishopgate street aus. Die Mitte des Gebäudes wird durch einen 90 m langen und 68 m breiten



Ladeperron ausgefüllt, in welchen vier Geleisepaare einschneiden. Um den Ladeperron herum läuft die 11 bis 14 m breite Ladestraße. Die zahlreich angebrachten Ladekrahne sind Handkrahne. — Ueber dem Güterboden befinden sich noch einige Stockwerke, welche als Speicherräume ausgenutzt und durch Aufzüge zugänglich gemacht werden sollen, deren Lage und Bewegungsmotor jedoch zur Zeit noch nicht zu ersehen waren. Königler.

Ermittlung des Eisengewichtes der Senkkasten (Caissons) für Luftdruck-Gründungen.

Das Februarheft vorigen Jahres der Annales des Ponts et Chaussées bringt eine interessante Arbeit des Ingenieurs M. Séjourné über Luftdruck-Gründungen. Dieselbe enthält Mittheilungen über den Bau der Brücke über die Garonne und des Viaductes bei Marmande, welch' letzterer besonders deshalb beachtenswerth ist, weil bei demselben die mit gemauerten Senkkasten bei dem Brückenbau zu Lauenburg gemachten Erfahrungen sofort für die drei letzten Mittelpfeiler und einen Brückenkopf verwendet wurden.

Es sind nämlich die drei Pfeiler auf einheitlichen Senkkasten von elliptischer Grundriffsform gegründet, der Brückenkopf aber auf einem solchen mit geraden Wänden, wie dieselben in meiner Arbeit: „Ueber Senkkasten aus Mauerwerk“ in der Zeitschrift des Arch. und Ing.-Vereines zu Hannover, Heft 4 des Jahrganges 1884, ebenfalls als vollkommen unbedenklich empfohlen worden sind.*)

Im weiteren Verlaufe seiner Arbeit bringt Séjourné eine sehr reichhaltige Statistik über 82 Brückenbauten in Europa, bei welchen die in Rede stehende Gründungsart angewendet

wurde, und stellt zum Schlusse verschiedene Formeln zum Gebrauche bei Voranschlägen auf.

Unter diesen befinden sich drei Formeln zur Ermittlung des Eisengewichtes der Senkkasten, welche die Veranlassung zu vorliegender Untersuchung wurden.

Séjourné setzt nämlich:

- 1) bei ganz eisernen Senkkasten mit horizontaler Blechdecke das Gewicht des Eisens

$$P = 280 U + 130 G$$
 (siehe die nachfolgenden Fig. 1 u. 2);
- 2) bei gemauerten von kreisrunder oder elliptischer Grundform das Gewicht des eisernen Brunnenschlinges, der Maueranker und der Anschlüsse für die Schachtröhre

$$P = 575 + 150 U$$
 (Fig. 7);
- 3) bei gemauerten mit geraden verankerten Wänden

$$P = 2700 + 227 U$$
 (Fig. 8 u. 9).

In diesen Formeln bedeutet *P* das Gesamtgewicht in kg, *U* den Umfang in m und *G* die Grundfläche in qm.

Diese Ausdrücke sind nun in mancher Beziehung anfechtbar, namentlich die unter 1) und 3). Beim Erproben an verschiedenen von mir ausgeführten Constructionen ergab sich, daß die Formel 1) für größere Breiten der Senkkasten sehr wenig genügte, und die Untersuchung der Ursachen dieser Unzuverlässigkeit führte auf Formeln', welche so gute Resultate geben, daß deren hier nachfolgende Entwicklung von Interesse sein dürfte.

*) Séjourné will die gemauerten Senkkasten nur auf dem Lande oder bei geringen Wassertiefen angewendet wissen, weil sie seiner Ansicht nach in tiefem Wasser die Gerüste zu stark belasten. Dies ist aber durchaus nicht immer nöthig. Durch Aussparungen im Mauerwerke wird man meistens das Gewicht genügend vermindern können, wie ich durch die Versenkung des Senkkastens für den Drehbrücken-Mittelpfeiler zu Lauenburg (von 9 m Durchmesser) in 10 m tiefem Wasser gezeigt habe.

Soll eine Gewichtsformel befriedigende Ergebnisse liefern, so muß die Construction, auf welche man sie anwendet, nach denselben Grundsätzen ausgeführt sein, wie diejenigen, welche das statistische Material für die Formel lieferten. Es ist daher unerläßlich, die Grundsätze mitzuthellen, nach denen eiserne Senkkasten von mir entworfen werden, und die sich in der Ausführung bereits mehrfach gut bewährt haben.

Nach den Erfahrungen an gemauerten Senkkasten wäre es entschieden Verschwendung zu nennen, wenn man für die Seitenwände und die Decke eiserner Senkkasten eine größere Blechstärke als 5 mm anwenden wollte, da diese Theile hauptsächlich nur der Dichtigkeit wegen vorhanden sind. Noch dünnere Bleche werden theurer und beim Nieten weniger dicht, so daß man mit denselben unter Berücksichtigung aller Umstände kaum noch eine Ersparniß erzielen wird. Für die Seitenwände, die Decke, die Consolen und die Längsträger über der Decke, welche nur zur Aussteifung und nicht zum Tragen bestimmt sind, kommen daher bei mir Bleche von 5 mm Stärke zur Verwendung.

Dementsprechend werden auch die Winkel zur Verbindung der Decke mit den Wänden, sowie die Winkel an den Consolen und den Längsträgern nur schwach, d. h. von einem Querschnitte von etwa 6 qcm pro Winkeleisen genommen. Der untere Rand des Senkkastens erhält noch eine Verstärkung durch ein kräftiges Winkeleisen und ein desgl. Flacheisen von zusammen etwa 56 qcm Querschnitt.

Die Höhe der Seitenwand beträgt einschließlich des über die Decke hinausragenden Theiles ca. 2,6 m und die Entfernung der Consolen unter einander 1,3 bis 1,5 m.

Die Querträger berechne ich nach folgenden Grundsätzen.

Besteht das Mauerwerk über der Senkkastendecke aus Ziegeln, so wird angenommen, daß die Querträger das Gewicht eines Mauerkörpers von dem dreieckigen Querschnitte, welchen Fig. 1 doppelt schraffirt zeigt, zu tragen haben. Alles übrige Mauerwerk lastet durch Ueberkragung direct auf den Consolen, oder vielmehr auf dem Mauerwerke zwischen den Consolen, welches stets zuerst herzustellen ist. Der Horizontalschub, welchen die Auskragung erzeugt, wird durch die Blechdecke aufgenommen.

Fig. 1.

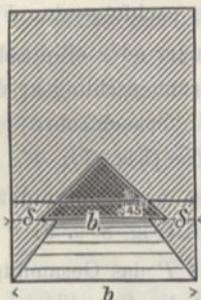
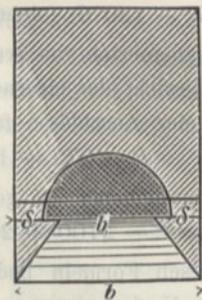


Fig. 2.



Besteht das Mauerwerk über der Decke aus Bruchsteinen, so kommt, weil derartiges Mauerwerk unregelmäßiger auskragt, als Belastung ein Mauerkörper in Rechnung, wie ihn Fig. 2 im Querschnitte doppelt schraffirt darstellt.

Das ganze Eisengewicht eines nach den vorstehenden Grundsätzen construirten Senkkastens zerfällt nun in drei Theile, deren jeder nach einem anderen Verhältnisse wächst.

1) Im Verhältnisse zum Umfange U des Senkkastens wächst das Gewicht der Seitenwände mit den daran sitzenden Consolen.

2) Im einfachen Verhältnisse zur Grundfläche G wächst das Gewicht der Decke und der Längsträger.

3) Im Verhältnisse zu einer Function von Grundfläche G und Breite des Senkkastens b endlich wächst das Gewicht der Querträger.

Wenn also Séjourné das Gewicht der Querträger auch einfach proportional der Grundfläche setzt, so scheint er die Stärke derselben stets gleich groß anzunehmen und von einer statischen Berechnung dieser Theile ganz abzusehen.

Die Formel für das Gewicht eiserner Senkkasten muß also allgemein die Form haben:

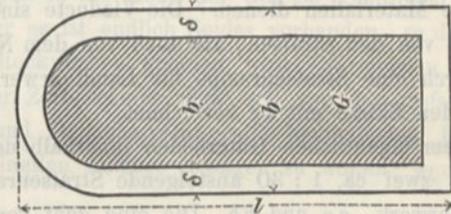
$$P = \mathfrak{A} \cdot U + \mathfrak{B} \cdot G + \mathfrak{C} \cdot f(Gb).$$

Die Coefficienten \mathfrak{A} und \mathfrak{B} der beiden ersten Glieder sind nach mehreren Ausführungen

$$\mathfrak{A} = 285; \quad \mathfrak{B} = 85.$$

Der Coefficient \mathfrak{A} ist demnach fast genau so groß als der Coefficient des ersten Gliedes der Formel von Séjourné, wie dies auch nicht anders zu erwarten ist.

Fig. 3.



Betrachten wir nun, um noch das letzte Glied zu entwickeln, einen Senkkasten von beliebiger Grundrißform, z. B. derjenigen der Fig. 3, und bezeichnen die Grundfläche des die Querträger belastenden Mauerkörpers, welche in Fig. 3 durch Schraffirung angedeutet ist, mit G_1 , die Breite derselben mit b_1 , so ist

$$b_1 = b - 2\delta \text{ und } G_1 \text{ annähernd } = G - \delta U.$$

Ist das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk = α , so ist das Gewicht des ganzen Belastungskörpers von dem Querschnitte der Fig. 1 annähernd = $\frac{G_1 b_1 \alpha}{4}$.

Nehmen wir an, daß dies ganze Gewicht von einem einzigen Querträger getragen werden sollte, dessen Stützweite b_1 ist, so wird das Moment in der Mitte

$$M = \frac{G_1 b_1^2 \cdot \alpha}{8 \cdot 2} = \frac{G_1 b_1^2 \cdot \alpha}{8 \cdot 6} = 0,0417 G_1 b_1^2 \cdot \alpha.$$

Da man die Anzahl der Querträger und somit auch den Gesamtquerschnitt als Function der Länge des Senkkastens, die Höhe der Träger aber als Function der Stützweite b_1 auffassen kann, so wird das Gesamt-Widerstandsmoment die allgemeine Form $x \cdot b_1^2 \cdot l_1$ haben oder dafür $x \cdot G_1 \cdot b_1$.

Dem Producte aus diesem Widerstandsmomente und der Trägerlänge muß das Gewicht proportional sein, also allgemein = $x \cdot y \cdot G_1 b_1^2$.

Es ist somit das Trägergewicht und das Moment in der Mitte derselben Function von G_1 und b_1 proportional, also ersteres $0,0417 \cdot \alpha G_1 b_1^2 \cdot \beta$, worin β das Verhältniß zwischen Moment und Gewicht angiebt.

Da man die Querträger der größeren Steifigkeit halber besser bis zu den Längswänden verlängert, ihnen also nicht

die Länge b_1 , sondern b giebt, so wollen wir anstatt b_1^2 setzen $b \cdot b_1$. Führen wir nun für b_1 und G_1 die vorhin angegebenen Werthe ein, so entsteht als Ausdruck für das Gewicht der Querträger: $0,0417 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot b (b - 2\delta) (G - \delta U)$.

Bei sehr kleinen Trägern fällt bekanntlich das Gewicht verhältnißmäßig größer aus, als bei großen, weil man bei ersteren schwieriger das geringe theoretisch nothwendige Profil innehalten kann.

Verschiedene Proberechnungen haben aus diesem Grunde es zweckmäßig erscheinen lassen, anstatt $(b - 2\delta)$ zu schreiben $(b - 2\delta + 1)$. Die hinzugefügte 1 wird mit abnehmendem Werthe von b immer mehr an Bedeutung gewinnen. Als Ziffernwerth für die Constanten $0,0417 \cdot \alpha \cdot \beta$ ergab sich $2,2$, wenn man α bei Ziegelmauerwerk = 1700 kg pro cbm rechnet. Das Gewicht der Querträger ist also

$$= 2,2 \cdot b (b - 2\delta + 1) (G - \delta U)$$

und das Gewicht eines eisernen Senkkastens mit Ziegelübermauerung

$$P_z = 285 U + 85 G + 2,2 b (b - 2\delta + 1) (G - \delta U).$$

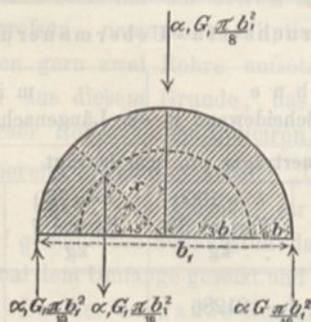
Bei Constructionen wird von mir δ stets = rot. 1 m angenommen, und geht unter dieser Voraussetzung die Formel über in:

$$4) P_z = 285 U + 85 G + 2,2 b (b - 1) (G - U).$$

Wird die Uebermauerung der Decke aus Bruchsteinen hergestellt, also für den Belastungskörper ein Querschnitt wie ihn Fig. 2 zeigt angenommen, so ändert sich nur das dritte Glied der Formel.

Der cubische Inhalt des Belastungskörpers ist in diesem Falle = $G_1 \frac{b_1 \cdot \pi}{8}$, das Gewicht desselben also = $\frac{\alpha_1 \cdot G_1 \cdot b_1 \cdot \pi}{8}$, wenn α_1 das Gewicht von 1 cbm Bruchsteinmauerwerk bedeutet. Das Gesammtmoment in der Mitte ist dann nach Fig. 4

Fig. 4.



$$M = \alpha_1 \left[b_1 G_1 \frac{\pi b_1}{16 \cdot 2} - G_1 b_1 \frac{\pi}{16} \cdot x \right] \text{ oder,}$$

$$\text{da } x = \cos. 45^\circ \cdot \frac{b_1}{3} = 0,2357 \cdot b_1,$$

$$M = \alpha_1 b_1^2 \cdot G_1 \cdot \frac{\pi}{16} (0,5 - 0,2357), \text{ d. i.}$$

$$M = 0,0518 \cdot \alpha_1 \cdot G_1 b_1^2.$$

Der Materialverbrauch muß diesem Momente proportional, also das Gewicht = $0,0518 \cdot \alpha_1 \beta_1 G_1 b_1^2$ sein.

Als passendster Werth für die Constanten fand sich hier 3, und wir erhalten als Gewicht eines eisernen Senkkastens bei Uebermauerungen aus Bruchsteinen entsprechend der Formel 4:

$$5) P_b = 285 U + 85 G + 3 \cdot b (b - 1) (G - U).$$

Es liegt auf der Hand, daß die Formeln 4) und 5), in denen b im Quadrate vorkommt, bei wachsendem b be-

deutende Differenzen gegen die aus der Formel 1) von Séjourné berechneten Gewichte ergeben müssen.

Bei Senkkasten von bedeutender Breite gewinnt das dritte Glied unserer Formeln ein solches Uebergewicht über die beiden anderen Glieder, daß es wünschenswerth erscheint, die Querträger schwächer ausführen zu können. Zu diesem Zwecke ordnet man in der Längsachse des Senkkastens eine Scheidewand an, welche den Querträgern in der Mitte einen Auflagerpunkt bietet, sobald der Senkkasten auf dem Boden aufsteht. Bevor dies geschehen, müssen, wenn man an Ketten senkt, durch Aussparungen im Mauerwerke die verhältnißmäßig schwachen Querträger genügend entlastet werden.

Fig. 5.

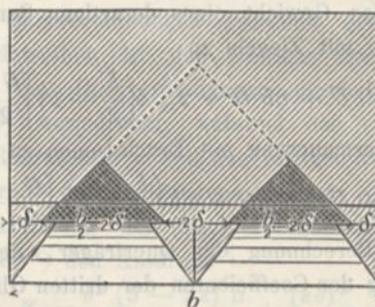
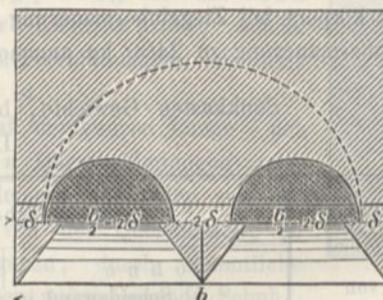


Fig. 5 und 6 zeigen eine derartige Construction, wie sie ähnlich bei dem Senkkasten für das Widerlager der neuen Alexanderbrücke über die Newa zu St. Petersburg ausgeführt ist.*)

Fig. 6.



Die Scheidewand braucht kein Verticalblech zu besitzen, sie kann vielmehr nur aus Consolen mit einer unteren Längsversteifung bestehen. Die Consolen werden ausgemauert, wobei zur Vermittelung des Verkehres zwischen den beiden Hälften des Hohlraumes ab und zu Durchgänge offen gelassen werden.

Bei einer derartigen Construction tritt für die Consolen in der Längsachse eine Gewichtsvermehrung hinzu, die für das lfd. Meter der Achse etwa 160 kg beträgt. Man kann also entweder ein viertes Glied = 160 l in die Formel aufnehmen, worin l die Länge des Senkkastens bedeutet, oder anstatt dessen einfacher den Coefficienten von U entsprechend vermehren. Es genügt, wenn man 360 U anstatt 285 U setzt.

Das dritte Glied der Gewichtsformel erfährt dagegen eine sehr bedeutende Verminderung. Wir haben es hier, anstatt mit einem System großer Querträger von $b_1 = b - 2\delta$ Stützweite, mit zwei Systemen kleiner Träger von $b_{11} =$

*) Dieser Senkkasten hatte bei 36,05 m Länge und 15,63 m Breite eine Grundfläche von 510 qm und ist unseres Wissens der größte eiserne Senkkasten, welcher bisher für Brückenpfeiler angewendet wurde. Derselbe war indessen nicht nach den oben aufgestellten Principien construirt und zeigte in Folge dessen ein viel größeres Gewicht.

$\frac{b}{2} - 2\delta$ Stützweite zu thun, indem wir davon absehen, den Träger als kontinuierlichen zu betrachten. Anstatt der großen in Fig. 5 u. 6 punktiert angedeuteten Belastungskörper erhalten wir zwei kleine (doppelt schraffierte), deren Grundfläche nur $= \frac{G}{2} - \delta(U - b)$ ist.

Das dritte Glied unserer Formeln wird also anstatt des Ausdruckes $b(b - 2\delta + 1)(G - U\delta)$ den Ausdruck

$$2 \cdot \frac{b}{2} \left(\frac{b}{2} - 2\delta + 1 \right) \left[\frac{G}{2} - \delta(U - b) \right]$$

$$= b \left(\frac{b}{2} - 2\delta + 1 \right) \left[\frac{G}{2} - \delta(U - b) \right]$$

erhalten, und wenn δ wieder $= 1$ m angenommen wird, so ergibt sich das Gewicht eines derartigen Senkkastens bei Uebermauerung mit Ziegeln zu:

$$6) P_z = 360 U + 85 G + 2,2 b \left(\frac{b}{2} - 1 \right) \left[\frac{G}{2} - (U - b) \right],$$

desgl. bei Uebermauerung mit Bruchsteinen zu

$$7) P_b = 360 U + 85 G + 3 b \left(\frac{b}{2} - 1 \right) \left[\frac{G}{2} - (U - b) \right].$$

Bei der Berechnung der Querträger, deren Gewicht zur Ermittlung der Coefficienten der dritten Glieder unserer Formeln 4 bis 7 gedient haben, ist die zulässige Beanspruchung des Eisens $k = 700$ kg pro qcm angenommen. Es ist wohl statthaft, bei Constructionen, welche nur so kurze Zeit benutzt werden, wie die Senkkasten, die spezifische Beanspruchung größer zu wählen. Außerdem war bei Ermittlung der Coefficienten das Cubikmeter des belastenden Mauerkörpers bei Ziegelübermauerung zu 1700 kg, bei Bruchsteinübermauerung zu 2400 kg angenommen.

In Wirklichkeit wird aber das Cubikmeter des Belastungsprismas einen geringeren Druck auf die Querträger ausüben, weil schon beim Senken an den Ketten ein Gegenruck von unten her durch den Auftrieb des Wassers gegen die Decke des Senkkastens stattfinden wird.

Es wird daher für die Berechnung der Querträger unbedenklich empfohlen werden können, die spezifische Beanspruchung des Eisens zu 1000 kg pro qcm anzunehmen.

Unter dieser Voraussetzung vermindern sich die Coefficienten der dritten Glieder bei einer Uebermauerung mit Ziegeln auf $2,2 \cdot \frac{700}{1000} = 1,54$ und bei einer Uebermauerung mit Bruchsteinen auf $3 \cdot \frac{700}{1000} = 2,1$.

Die Formeln lauten dann:

$$4^b) P_z = 285 U + 85 G + 1,54 b(b - 1)(G - U),$$

$$5^b) P_b = 285 U + 85 G + 2,1 b(b - 1)(G - U),$$

$$6^b) P_z = 360 U + 85 G + 1,54 b \left(\frac{b}{2} - 1 \right) \left[\frac{G}{2} - (U - b) \right],$$

$$7^b) P_b = 360 U + 85 G + 2,1 b \left(\frac{b}{2} - 1 \right) \left[\frac{G}{2} - (U - b) \right].$$

In den Skizzen 1 bis 7 sind sämtliche Consolen als gesonderte Constructiontheile gedacht, welche mit den Querträgern durch die Deckenbleche hindurch vernietet werden, wie dies wohl bis jetzt allgemein üblich ist. An anderer Stelle empfahl ich dagegen (und empfehle es auch noch), die Consolen der Längswände mit den Querträgern zusammen als einen Constructionstheil auszubilden, und die Deckenbleche nur dazwischen zu nieten, weil man auf diese Weise eine weit größere Festigkeit des eigentlichen tragenden Gerippes erzielt.

Diese Aenderung würde indessen auf das Gewicht nur von so geringem Einfluß sein, daß die Richtigkeit der Formeln dadurch nicht beeinträchtigt wird.

Senkkasten - Gewichte, berechnet nach Formel 1, 4, 4^b, 5, 5^b, 6, 6^b, 7, 7^b.

Länge des Senkkastens = 20 m.

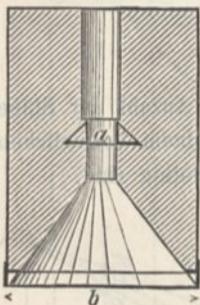
Breite der Senkkasten	Formel von Séjourné	Ziegel - Uebermauerung				Bruchstein - Uebermauerung			
		ohne Scheidewand in der Längsachse		mit Scheidewand in der Längsachse		ohne Scheidewand in der Längsachse		mit Scheidewand in der Längsachse	
		die spezifische Beanspruchung k des Eisens der Querträger pro qcm beträgt							
		$k = 700$ Formel 1 kg	$k = 700$ Formel 4 kg	$k = 1000$ Formel 4 ^b kg	$k = 700$ Formel 6 kg	$k = 1000$ Formel 6 ^b kg	$k = 700$ Formel 5 kg	$k = 1000$ Formel 5 ^b kg	$k = 700$ Formel 7 kg
4	23840	21325	21071			21632	21286		
5	27000	24950	24290			25750	24850		
6	30160	29100	28162			31140	29304		
7	33320	35236	32853			38226	34869		
8	36480	42373	38529	35450	34942	47032	41790	36064	35373
9	39640	51155	45357	39021	38169	58182	50276	40055	38892
10	42800	61820	53504	43000	41680	71300	60560	44600	42860
11	45960	74606	63135	48445	46518	88510	72868	49782	47164
12	49120			52421	49723			56680	52008
13	52280			57972	54339			62377	57421
14	55440			64173	59405			69952	63450
15	58600			71078	64964			78488	70151
16	61760			78776	71080			88064	77581

Die vorstehende Tabelle giebt die Gewichte einer Anzahl Senkkasten, berechnet nach der Formel von Séjourné (Nr. 1), sowie nach den hier hergeleiteten Formeln 4, 5, 6 und 7 mit dem Index a und b .

Der Grundriß der Senkkasten ist dabei als Rechteck und die Länge l constant = 20 m angenommen; also $G = 20 \cdot b$ und $U = 2(20 + b)$. Für die unterstrichenen Zahlen in der Tabelle beträgt das Gewicht der Querträger bereits mehr als ein Drittel des Ganzen, für die eingeklammerten mehr als die Hälfte.*)

Ein Vergleich der Ziffern, welche die Formeln 4 u. 5 ergaben, mit denjenigen, welche die Formel 1 von Séjourné für gleich breite Senkkasten liefert, zeigt bereits bei 9 m Breite ganz erhebliche Differenzen, während die mit unseren Formeln 6 u. 7 berechneten Gewichte wieder besser mit denen aus Formel 1 übereinstimmen. Die Einführung der Consolen in der Längsachse reducirt eben das Gewicht der Querträger wesentlich. Bei 13 m und 14 m Breite stellen sich aber auch zwischen unseren Formeln 6 u. 7 und Séjournés Formel Nr. 1 die großen Differenzen ein.

Fig. 7.



Die Formel 2 von Séjourné, $P = 575 + 150 U$, soll das Eisengewicht für die Schlinge, Anker und Schachtrohr-Ansätze von Senkkasten aus Mauerwerk mit runder oder elliptischer Grundrißform liefern (Fig. 7).

Durch das erste constante Glied stellt Séjourné das Gewicht eines Schachtrohr-Ansatzes, durch das zweite Glied das Gewicht des sämtlichen übrigen Eisens dar. Diese Formel hat nur den unbedeutenden Fehler, daß das Gewicht

der Schachtrohr-Ansätze durch eine constante Größe gegeben ist, daß also stets nur auf einen Ansatz gerücksichtigt ist. Bei großen, namentlich elliptischen Senkkasten wird man indessen gern zwei Rohre aufsetzen wollen, und empfiehlt es sich aus diesem Grunde, das erste Glied mit der Anzahl a dieser Rohre zu multipliciren.

In meiner bereits erwähnten Arbeit: „Ueber Senkkasten aus Mauerwerk“, ist in den Formeln für die Kosten von Fundamenten auf gemauerten Senkkasten das ganze Eisengewicht proportional dem Umfange gesetzt und durch $0,2 U$ Tonnen ausgedrückt. Da hier das ganze Gewicht mit der Größe wächst, so ist gewissermaßen auch auf die Anbringung meh-

*) In meiner Arbeit: Beitrag zur Statistik der Fundirungskosten großer Brücken in der Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereines zu Hannover, Jahrgang 1882 Heft 4, sind in Tab. 10 die auf das Quadratmeter der Grundfläche reducirten Gewichte einer Anzahl Senkkasten mitgetheilt.

Die dort sub Pos. 3 aufgeführten Gewichte der Senkkasten einer von mir projectirten neuen Newa-Brücke sind wesentlich größer, als unsere Formeln sie ergeben würden. Es hat dies seinen Grund darin, daß

- 1) eine größere Höhe (2,44 resp. 2 m lichte Höhe) verlangt wurde, sowie
- 2) eine größere Stärke für die Längsbalken, und endlich
- 3) eine größere Belastung für die Querträger.

Bei Berechnung der letzteren war die Grundfläche des aus Bruchsteinen bestehenden belastenden Mauerkörpers gleich G genommen, also das δ unserer Formeln = 0.

Diese Forderungen vergrößern die Coëfficienten der Formel 5 so sehr, daß sie für diese Senkkasten bei Anwendung von 5 mm starken Blechen für die Wände und die Decke lauten würde:

$$G = 512 U + 93 \cdot G + 3 \cdot b^2 \cdot G.$$

rerer Schachtrohr-Ansätze Rücksicht genommen. Genauere Resultate wird indessen ein zweigliedriger Ausdruck geben.

Das zweite Glied der Séjournéschen Formel empfehle ich noch von 150 U auf 180 U zu erhöhen, d. h. den eisernen Brunnenkranz stärker zu construiren, dagegen aber die drei Lagen von Bohlen, welche in Lauenburg und Marmande angewendet wurden, fortzulassen.*)

Die zur Ermittlung des Eisengewichtes für derartige Senkkasten-Constructionen zu verwendende Formel würde also lauten:

8) $P = 575 \cdot a + 180 U$ kg, worin U in Metern zu verstehen ist.

Die Formel 3) von Séjourné endlich soll das Gewicht des Eisens für gemauerte Senkkasten mit geraden Seitenwänden und Querverbindungen zwischen den Längswänden geben. In derselben ist das Gewicht der Schachtrohr-Ansätze und der Querverbindungen durch eine constante Größe (2700) ausgedrückt, während das erstere von der Anzahl der Rohransätze a und das letztere von der Grundfläche und Breite des Senkkastens abhängt.

Zur Berechnung der Querverbindungen habe ich an anderer Stelle**) den Ausdruck

$$Z = \frac{b^2 (3 - 2\epsilon) \alpha}{12 (1 + \epsilon)} + \frac{(\epsilon b)^2}{2} \cdot \gamma$$

entwickelt, worin α das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk, γ das Gewicht von 1 cbm Wasser, b die Breite des Senkkastens und ϵb die Höhe desselben bedeutet (siehe Fig. 8 u. 9). Z ist dann die Zugspannung für das lauf. Meter der Längswände, welche von den Querverbindungen höchstens aufzunehmen ist.

Sind auf der ganzen Länge l des Senkkastens n Querverbindungen angeordnet in gleichen Abständen von einander und von den Querwänden, so wird der ganze, durch sämtliche n Verbindungen aufzunehmende Schub:

Fig. 8.

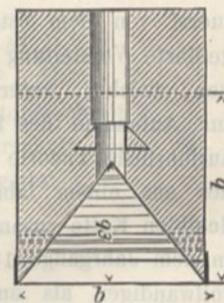
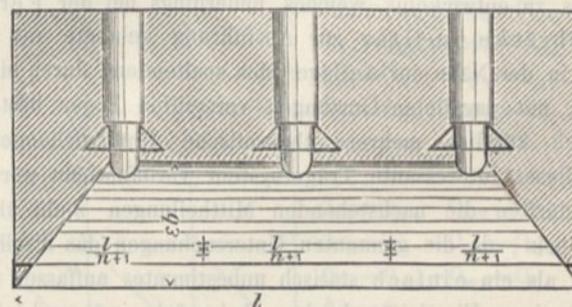


Fig. 9.



$$\Sigma Z = \frac{n \cdot l}{n + 1} \left[\frac{b^2 (3 - 2\epsilon) \alpha}{12 (1 + \epsilon)} + \frac{(\epsilon b)^2}{2} \cdot \gamma \right]$$

$$= l \cdot b^2 \frac{n}{n + 1} \left[\frac{(3 - 2\epsilon) \alpha}{12 (1 + \epsilon)} + \frac{\epsilon^2 \cdot \gamma}{2} \right],$$

oder, für $l \cdot b$ wieder G eingeführt,

$$= G \cdot b \frac{n}{n + 1} \left[\frac{(3 - 2\epsilon) \alpha}{12 (1 + \epsilon)} + \frac{\epsilon^2 \cdot \gamma}{2} \right].$$

*) Dieselbe Anordnung ist auch bei Bemessung des Ausdruckes $0,2 U$ Tonnen für das Gewicht angenommen.

**) Glaser's Annalen für Gew. u. Bauw. 15, Sept. 1883, Nr. 150, Seite 127.

Diesem Werthe von ΣZ muß der Gesamtquerschnitt der Querverbindungen, und dem Gesamtquerschnitt mal der Länge, d. h. der Breite b des Senkkastens, das Gesamtgewicht derselben proportional sein. Der Ausdruck für das Gewicht wird also allgemein die Form haben $\mathfrak{C} \cdot G \cdot b^2$.

Für den rechteckigen Senkkasten von Marmande war $G \cdot b^2 \cdot \mathfrak{C} = 1900$ kg. G hatte die Größe von rot. 68,4 qm, $b = 6$ m; somit mußte den dortigen Verhältnissen entsprechend $\mathfrak{C} = \frac{1900}{68,4 \cdot 6^2} = 0,77$ genommen werden.

Dieser Werth erscheint indessen als unnöthig groß. Berechnen wir nämlich ΣZ nach unserer oben mitgetheilten Formel, indem wir entsprechend den Verhältnissen des Senkkastens von Marmande $n = 2$, l rot. = 11,4, $b = 6$, $\varepsilon b = 3,6$ und α , da das Mauerwerk theils aus Ziegelsteinen, theils aus Bruchsteinen hergestellt war, = 2100 kg, sowie endlich $\gamma = 1000$ kg setzen, so erhalten wir $\Sigma Z = 103112$ kg.

Nehmen wir als Beanspruchung des Eisens 700 kg pro qcm, so sind im Ganzen $\frac{103112}{700} = 147,3$ qcm Netto-

querschnitt oder etwa $147,3 \cdot 1,33 =$ rot. 200 qcm Bruttoquerschnitt erforderlich. Rechnen wir in Rücksicht auf die Anschlüsse der Querverbindungen an den Brunnenkranz als Länge derselben die ganze Breite von 6 m des Senkkastens, so sind $0,02 \cdot 6 = 0,12$ cbm Eisen oder $0,12 \cdot 7800 = 936$ kg erforderlich.

Die Constante \mathfrak{C} würde danach $= \frac{936}{68,4 \cdot 6^2} = 0,38$ lauten müssen.

Nehmen wir dieselbe bei einer Uebermauerung nur aus Ziegelsteinen rot. = 0,4 und bei einer solchen aus Bruchsteinen etwa = 0,56, so sind damit reichlich große Querschnitte für die Querverbindungen vorgesehen.

Die Formel würde also lauten müssen: für Ziegelmauerwerk

$$9) \quad P_2 = 575 a + 0,4 G \cdot b^2 + 227 U,$$

für Bruchsteinmauerwerk

$$10) \quad P_6 = 575 a + 0,56 G \cdot b^2 + 227 U.$$

L. Brennecke.

Beitrag zur Theorie des durch einen Balken versteiften Bogens.

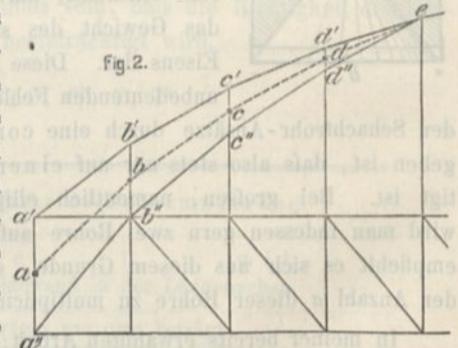
§. 1. Einleitung.

Zu den jüngsten Fortschritten im Brückenbau zählt die zuerst von dem österreichischen Ingenieur Langer ausgeführte Versteifung eines labilen Bogens durch einen Balken, welcher, unterhalb des Bogens gelegen, gleichzeitig zur Aufnahme des Horizontalschubes benutzt wird. Eine ausführliche Theorie dieses wichtigen Trägersystems, so wie des aus einem labilen Bogen, einem Balken und einer flexiblen Kette zusammengesetzten Trägers hat der Verfasser in dem Jahrgange 1883 dieser Zeitschrift sowohl für einen vollwandigen als auch für einen facherkartigen Versteifungsbalken aufgestellt, und ist es das Ziel der vorliegenden Abhandlung, in ähnlicher Weise die Theorie eines Trägersystems zu entwickeln, welches neuerdings bei der Ferdinandsbrücke in Graz zur Ausführung gelangte und aus einem in der Nähe der Auflager sich spaltenden, durch einen Balken mit parallelen Gurtungen versteiften Bogen besteht. Obgleich kürzlich mehrere theoretische Untersuchungen*) über dieses interessante Trägersystem veröffentlicht worden sind, dürften die nachstehenden Mittheilungen nicht überflüssig sein, da die genannten Untersuchungen das fragliche System als ein einfach statisch unbestimmtes auffassen und mittelst einer Elasticitätsgleichung behandeln, während leicht einzusehen ist, daß unter Voraussetzung eines einfachen Gitterwerks des Versteifungsbalkens die Aufstellung von drei Elasticitätsgleichungen nothwendig wird, weil der Träger drei überzählige Stäbe besitzt.

So ist z. B. für den auf S. 325/26 dargestellten Träger (Fig. 1), an welchem wir die Anwendung unserer im übrigen ganz allgemein gehaltenen Theorie erläutern wollen, die

Anzahl der Knotenpunkte = 67 und die Anzahl der Stäbe = 134, während bei einem festen und einem beweglichen Auflager nur $2 \cdot 67 - 3 = 131$ Stäbe nöthig sind.

Man ist in den citirten Werken von der Annahme ausgegangen, es lasse sich der in zwei Theile gespaltene Bogen durch einen Bogen $abcde$ (Fig. 2) ersetzen, welcher die Verticalen $a'a'', b'b'', c'c'' \dots$ halbirt, oder, was dasselbe heißt,



es seien die Horizontalschübe in den getrennten Bogenstücken, z. B. in $b'e'$ und $b'e''$ gleich groß. Dies ist aber nicht der Fall, vielmehr können sich, besonders bei einseitiger Belastung des Trägers, für den oberen und den unteren Bogen beträchtlich von einander abweichende Horizontalschübe ergeben, und es kann dieser Umstand namentlich dann von größerem Einflusse auf die Beanspruchung des Versteifungsbalkens sein, wenn der Beginn der Bogenspaltung näher an den Scheitel gelegt werden sollte, als dies speciell bei der Ferdinandsbrücke der Fall ist.

Jedenfalls dürfte eine schärfere Berechnung der primären Spannkkräfte dieses Trägersystems von Interesse sein, zumal die hier abgeleiteten Gesetze trotz der Aufstellung von 3 Elasticitätsgleichungen eine schnelle und einfache Ermittlung der inneren Kräfte ermöglichen.

§. 2. Berechnung der inneren Kräfte unter der Voraussetzung, daß die Horizontalschübe sämtlicher Bogenstücke gegeben sind.

Der Träger, welcher an dem einen Ende ein festes Lager, an dem andern Ende ein horizontales Gleitlager hat, werde

*) Vergl.: Brik, die Ferdinandsbrücke in Graz, Zeitschrift des österreichischen Arch.- u. Ing.-Vereins, 1883. Seite 43.
v. Gabriely u. Winter, Ferdinandsbrücke in Graz, Mittheilungen des polytechnischen Clubs in Graz, 1883.

durch verticale Lasten P beansprucht. Die verticalen Auflagerreactionen sind

$$1) \quad A = \frac{\sum Pa}{l}, \quad B = \frac{\sum Pb}{l},$$

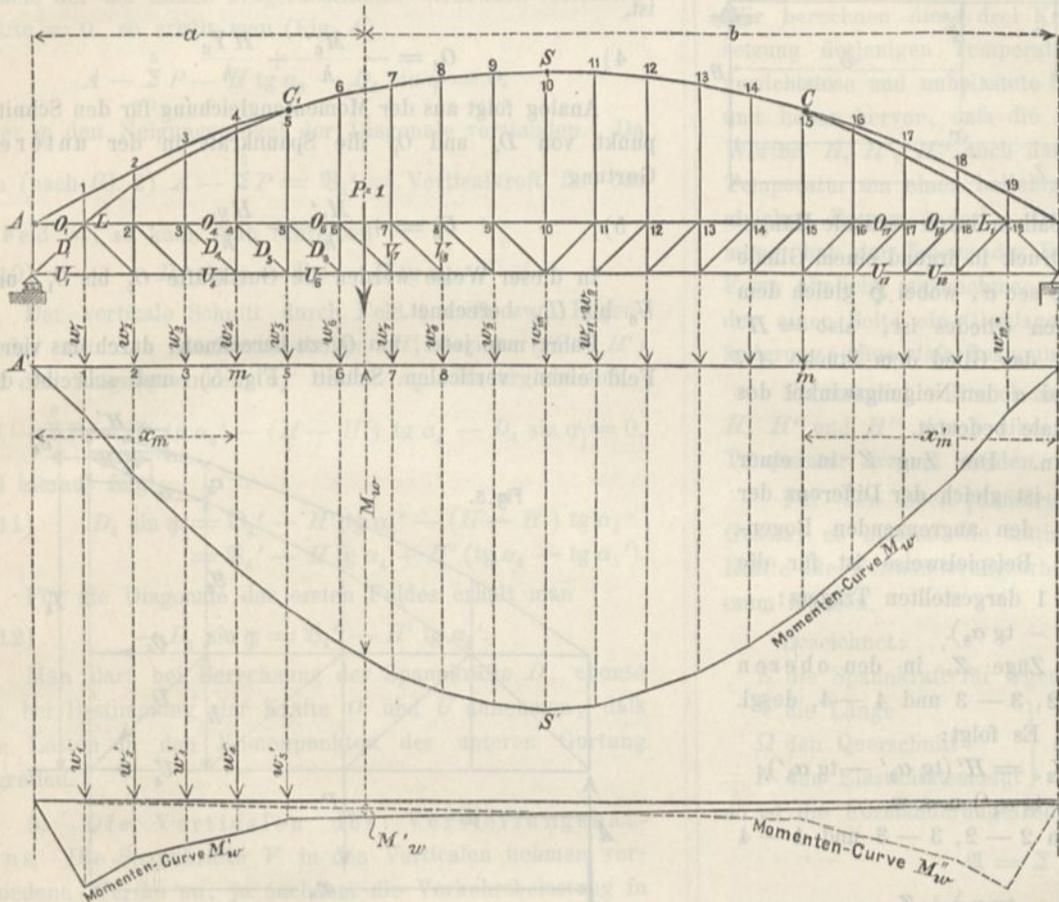
wobei $l =$ Stützweite, $a =$ Abstand einer Last P von A , $b =$ Abstand einer Last P von B . Führen wir an irgend einer Stelle x durch das System einen verticalen Schnitt, so ist die Resultirende der am linken Trägerabschnitte wirkenden äußeren Kräfte, d. i. die Vertikalkraft,

$$2) \quad \mathfrak{B}' = A - \sum_0^x P$$

und das Angriffsmoment für den Querschnitt x :

$$3) \quad M' = Ax - \sum_0^x P(x - a).$$

Aus den gegebenen Werthen \mathfrak{B}' und M' und aus den in den Gliedern des Bogens wirksamen Kräften lassen sich die Spannkkräfte für sämtliche Stäbe des Versteifungsbalkens berechnen. Deshalb beginnen wir mit Angabe der im Bogen auftretenden Kräfte, schliessen hieran die Berechnung



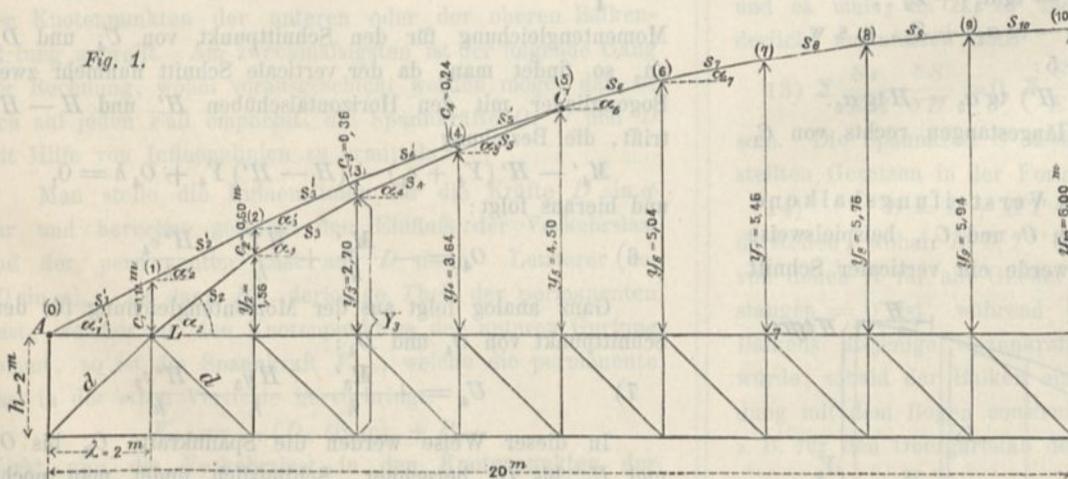
$$\begin{aligned} w_1 &= \gamma \Delta y_2 \\ w_2 &= y_2 + Y_2 + \gamma(\Delta y_2 - \Delta y_3) \\ w_3 &= y_3 + Y_3 + \gamma(\Delta y_3 - \Delta y_4) \\ &\dots \\ w_9 &= y_9 + Y_9 + \gamma(\Delta y_9 - \Delta y_{10}) \\ w_{10} &= 2Y_{10} + 2\gamma \Delta y_{10} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_1' &= 2c_1 + \frac{d^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega} c_1 + \gamma \Delta c_2 \\ w_2' &= 2c_2 - \gamma(\Delta c_2 - \Delta c_3) \\ w_3' &= 2c_3 - \gamma(\Delta c_3 - \Delta c_4) \\ w_4' &= 2c_4 - \gamma(\Delta c_4 - \Delta c_5) \\ w_5' &= 2c_5 - \gamma \Delta c_5 \end{aligned}$$

$$\gamma = \frac{d^3 + h^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega}$$

$f =$ Gurtquerschnitt.
 $\Omega =$ Querschnitt eines Füllungsstabes.

Fig. 1.



$$\begin{aligned} \Delta y_2 &= 1,356 \\ \Delta y_3 &= 2,370 - 1,356 = 1,014 \\ \Delta y_4 &= 3,364 - 2,370 = 0,994 \\ \Delta y_5 &= 0,386; \quad \Delta y_6 = 0,354 \\ \Delta y_8 &= 0,342; \quad \Delta y_8 = 0,330 \\ \Delta y_9 &= 0,118; \quad \Delta y_{10} = 0,106 \\ \Delta c_2 &= 1,114 - 0,360 = 0,754 \\ \Delta c_3 &= 0,360 - 0,336 = 0,024 \\ \Delta c_4 &= 0,336 - 0,220 = 0,116 \\ \Delta c_5 &= 0,220 \end{aligned}$$

der Hängestangen und ermitteln dann die inneren Kräfte für den Balken. Dabei bezeichnen wir

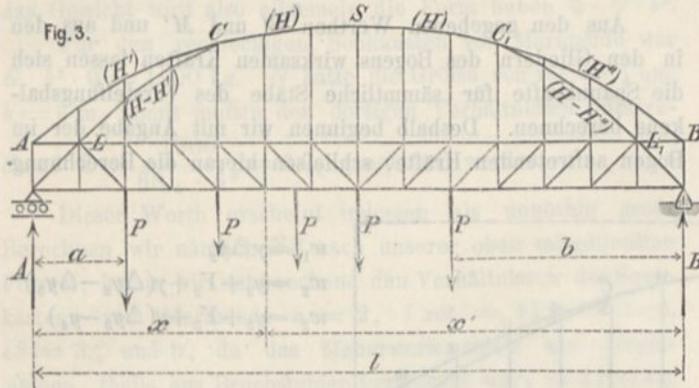
- mit y die Ordinate des Bogens $LC C_1 L_1$, gemessen bis zur oberen Balkengurtung,
- Y die Ordinate des Bogens $LC C_1 L_1$, gemessen bis zur unteren Balkengurtung,
- c den verticalen Abstand des Bogens AC bzw. BC_1 von dem Bogen LC bzw. $L_1 C_1$, gemessen an irgend einer Stelle,
- h die Höhe des Versteifungsbalkens.

1. Der Bogen. Die horizontalen Componenten der in den Bogengliedern auftretenden Drücke heißen die Horizontalschübe. Bedeutet in Fig. 3:

- H' den Horizontalschub für die Glieder des Bogenstückes AC ,
- H den Horizontalschub für die Glieder des Bogenstückes CC_1 ,
- H'' den Horizontalschub für die Glieder des Bogenstückes $C_1 B$,

so ist:

$H - H'$ der Horizontalschub für die Glieder des Bogenstückes LC ,
 $H - H''$ der Horizontalschub für die Glieder des Bogenstückes $L_1 C_1$.



Wird der Bogen mit dem Balken durch verticale Hängestangen verbunden, so ist der Druck in irgend einem Gliede des Bogens ganz allgemein $= \xi \sec \alpha$, wobei ξ gleich dem Horizontalschube des betreffenden Gliedes ist, also $= H'$ oder $= H$ u. s. w., je nachdem das Glied dem Stücke AC oder CC_1 , u. s. w. angehört, und α den Neigungswinkel des Bogenstückes gegen die Horizontale bedeutet.

2. Die Hängestangen. Der Zug Z in einer Hängestange zwischen C und C_1 ist gleich der Differenz der verticalen Componenten der in den angrenzenden Bogengliedern auftretenden Drücke. Beispielsweise ist für die Hängestange 7 — 7 des in Fig. 1 dargestellten Trägers:

$$Z_7 = H(\operatorname{tg} \alpha_7 - \operatorname{tg} \alpha_8).$$

Ganz analog werden die Züge Z_o in den oberen Theilen der Hängestangen 2 — 2, 3 — 3 und 4 — 4, desgl. Z_1 in Stange 1 — 1 berechnet. Es folgt:

$$Z_1 = H'(\operatorname{tg} \alpha_1' - \operatorname{tg} \alpha_2'); \quad Z_{2o} = H'(\operatorname{tg} \alpha_2' - \operatorname{tg} \alpha_3'); \\ Z_{3o} = H'(\operatorname{tg} \alpha_3' - \operatorname{tg} \alpha_4') \text{ u. s. w.}$$

Für die unteren Theile von 2 — 2, 3 — 3 und 4 — 4 erhält man die Züge:

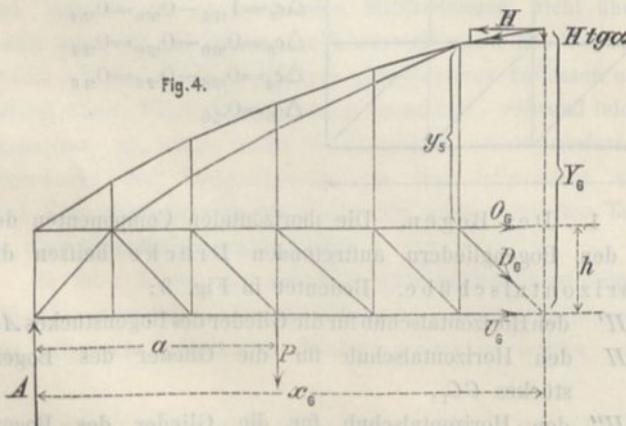
$$Z_{2u} = (H - H')(\operatorname{tg} \alpha_2 - \operatorname{tg} \alpha_3) + Z_{2o}, \\ Z_{3u} = (H - H')(\operatorname{tg} \alpha_3 - \operatorname{tg} \alpha_4) + Z_{3o} \text{ u. s. w.}$$

und schließlich für Stange 5 — 5:

$$Z_5 = H' \operatorname{tg} \alpha_5' + (H - H') \operatorname{tg} \alpha_5 - H \operatorname{tg} \alpha_6.$$

Ganz analog werden die Hängestangen rechts von C_1 berechnet.

3. Die Gurtungen des Versteifungsbalkens. Durch irgend ein Feld zwischen C und C_1 , beispielsweise durch das 6. Feld (Fig. 4), werde ein verticaler Schnitt



geführt und hierauf der Gleichgewichtszustand des linken Trägerfragmentes untersucht. Zerlegt man den in dem Bogen-

gliede 5 — 6 wirkenden Druck $H \sec \alpha$ in seine verticale und seine horizontale Componente (letztere ist $= H$) und stellt, um die Spannkraft O_6 in der oberen Gurtung zu bestimmen, die Momentengleichung für den Schnittpunkt von D_6 und U_6 auf, so erhält man die Beziehung

$$Ax_6 - \sum_0^{x_6} P_{(x_6-a)} - HY_6 + O_6 h = 0,$$

und da (nach Gl. 3)

$$Ax_6 - \sum_0^{x_6} P_{(x_6-a)} = M_6'$$

ist,

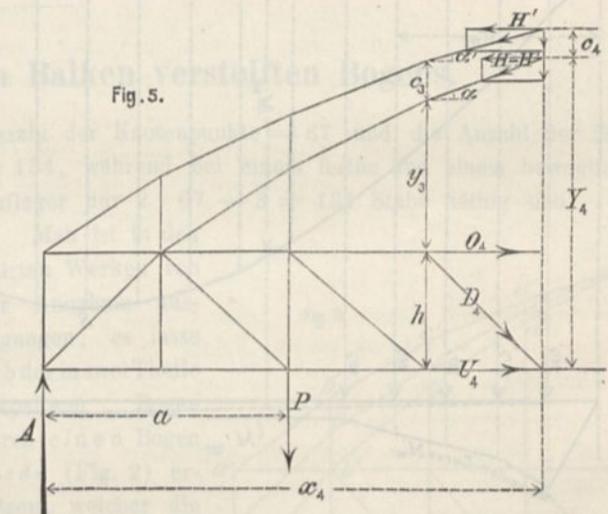
$$4) \quad O_6 = -\frac{M_6'}{h} + \frac{HY_6}{h}.$$

Analog folgt aus der Momentengleichung für den Schnittpunkt von D_6 und O_6 die Spannkraft in der unteren Gurtung

$$5) \quad U_6 = +\frac{M_6'}{h} - \frac{Hy_6}{h}.$$

In dieser Weise werden die Gurtkräfte O_5 bis O_{16} und U_6 bis U_{15} berechnet.

Führt man jetzt, um O_4 zu berechnen, durch das vierte Feld einen verticalen Schnitt (Fig. 5) und schreibt die



Momentengleichung für den Schnittpunkt von U_4 und D_4 an, so findet man, da der verticale Schnitt nunmehr zwei Bogenglieder mit den Horizontalschüben H' und $H - H'$ trifft, die Beziehung

$$M_4' - H'(Y_4 + c_4) - (H - H')Y_4 + O_4 h = 0,$$

und hieraus folgt:

$$6) \quad O_4 = -\frac{M_4'}{h} + \frac{HY_4}{h} + \frac{H'c_4}{h}.$$

Ganz analog folgt aus der Momentengleichung für den Schnittpunkt von O_4 und D_4 :

$$7) \quad U_4 = +\frac{M_4'}{h} - \frac{Hy_4}{h} - \frac{H'c_4}{h}.$$

In dieser Weise werden die Spannkraften O_2 bis O_4 und U_2 bis U_5 berechnet. Schließlich findet man noch:

$$U_1 = U_2 \text{ und } O_1 = +H'.$$

Die rechts von C_1 durch den Träger geführten Verticalschnitte treffen je zwei Bogenglieder mit den Horizontalschüben H'' und $H - H''$. Für die Gurtspannkraften beispielsweise des 17. Feldes ergeben sich die Werthe

$$8) \quad O_{17} = -\frac{M_{17}'}{h} + \frac{HY_{17}}{h} + \frac{H''c_{17}}{h}$$

$$9) \quad U_{17} = +\frac{M_{17}'}{h} - \frac{Hy_{17}}{h} - \frac{H''c_{17}}{h}$$

Für die Spannkraften in den Gurtungen ist es gleichgültig, ob die Lasten P in den Knotenpunkten der oberen oder unteren Balkengurtung oder in denjenigen des Bogens angreifen. Man darf also, behufs übersichtlicher Berechnung, sämtliche Lasten in den Knotenpunkten der unteren Gurtung annehmen.

4. Die Diagonalen des Versteifungsbalkens. Führt man durch ein Trägerfeld zwischen C und C_1 z. B. durch Feld 6, einen verticalen Schnitt und setzt die Summe der am linken Trägerabschnitte wirkenden verticalen Kräfte $= 0$, so erhält man (Fig. 4)

$$A - \sum_1^5 P - H \operatorname{tg} \alpha_6 - D_6 \sin \varphi = 0,$$

unter φ den Neigungswinkel der Diagonale verstanden. Da

nun (nach Gl. 2) $A - \sum_1^5 P = \mathfrak{B}_5' =$ Verticalkraft für das

5. Feld ist, so kann man schreiben

$$10) \quad D_6 \sin \varphi = \mathfrak{B}_5' - H \operatorname{tg} \alpha_6.$$

Der verticale Schnitt durch Feld 4 trifft zwei Bogenlieder mit den Horizontalschüben H' bezieh. $(H - H')$ und den Neigungswinkeln α_4' bezieh. α_4 . Es ergibt sich

$$A - \sum_1^3 P - H' \operatorname{tg} \alpha_4' - (H - H') \operatorname{tg} \alpha_4 - D_4 \sin \varphi = 0,$$

und hieraus folgt:

$$11) \quad D_4 \sin \varphi = \mathfrak{B}_4' - H' \operatorname{tg} \alpha_4' - (H - H') \operatorname{tg} \alpha_4 \\ = \mathfrak{B}_4' - H \operatorname{tg} \alpha_4 + H' (\operatorname{tg} \alpha_4 - \operatorname{tg} \alpha_4').$$

Für die Diagonale des ersten Feldes erhält man

$$12) \quad -D_1 \sin \varphi = \mathfrak{B}_1' - H' \operatorname{tg} \alpha_1'.$$

Man darf bei Berechnung der Spannkraften D , ebenso wie bei Bestimmung der Kräfte O und U annehmen, daß alle Lasten in den Knotenpunkten der unteren Gurtung angreifen.

5. Die Verticalen des Versteifungsbalkens. Die Spannkraften V in den Verticalen nehmen verschiedene Werthe an, je nachdem die Verkehrsbelastung in den Knotenpunkten der unteren oder der oberen Balkengurtung angreift. Am zweckmäßigsten ist der folgende Gang der Rechnung, wobei vorausgeschickt werden möge, daß es sich auf jeden Fall empfiehlt, die Spannkraften O , U und D mit Hilfe von Influenzlinien zu ermitteln.

Man stelle die Influenzlinien für die Kräfte $D \sin \varphi$ dar und berechne getrennt den Einfluß der Verkehrslast und der permanenten Last auf $D \sin \varphi$. Letzterer sei $(D \sin \varphi)_p$. Ist dann P_{mu} derjenige Theil der permanenten Last, welcher auf den Knotenpunkt m der unteren Gurtung kommt, so ist die Spannkraft V_{mp} , welche die permanente Last in der m ten Verticale hervorbringt:

$$V_{mp} = -(D_m \sin \varphi)_p + P_{mu}.$$

Wirkt nun die Verkehrslast in den Knotenpunkten der oberen Balkengurtung, so ist der Einfluß der Verkehrslast: $V_m = -D_m \sin \varphi$; es stimmt also die Influenzlinie für V_m mit der für $D_m \sin \varphi$ überein; man hat nur nöthig, die Vorzeichen sämtlicher Ordinaten umzukehren.

Wird dagegen die untere Gurtung belastet, und liegt eine Last 1 bei Knotenpunkt m , so wird $V_m = -D_m \sin \varphi + 1$, während, falls die wandernde Last 1 durch die übrigen Knotenpunkte geht, sich wie vorhin $V_m = -D_m \sin \varphi$ ergibt. Daraus folgt, daß im vorliegenden Falle die In-

fluenzlinie für V_m erhalten wird, wenn man die Vorzeichen der Ordinaten der Influenzlinie für $D_m \sin \varphi$ umkehrt und hierauf zu der dem Knotenpunkte m entsprechenden Ordinate den Betrag $+ 1$ fügt. *)

§. 3. Die drei Elasticitätsgleichungen zur Berechnung von H, H', H'' .

Nach den im vorigen Paragraphen aufgestellten Gesetzen lassen sich sämtliche innere Kräfte angeben, sobald die drei Horizontalschübe H, H' und H'' bekannt sind. Wir berechnen diese drei Kräfte vorerst unter der Voraussetzung desjenigen Temperaturzustandes, für welchen das gewichtslose und unbelastete System spannungslos sein würde, und heben hervor, daß die für diese Annahme gefundenen Werthe H, H', H'' auch dann gültig sind, wenn sich jene Temperatur um einen beliebigen, aber für alle Systempunkte gleichen Betrag ändert. Denn bei gleichmäßiger Erwärmung hat der Träger das Bestreben, eine seiner früheren Form ähnliche anzunehmen, und es vollzieht sich, da auf der einen Seite ein Gleitlager angeordnet ist, diese Formänderung, ohne daß Spannungen entstehen.

Nachträglich soll noch angegeben werden, welche Kräfte H, H' und H'' durch eine ungleichmäßige Aenderung der Temperatur erzeugt werden.

Für den oben definierten Temperaturzustand gilt das Gesetz: es müssen die statisch nicht bestimmbar inneren Kräfte die Formänderungsarbeit des Trägers zu einem Minimum machen.

Bezeichnet:

S die Spannkraft für irgend einen Stab des Trägers,
 s die Länge
 Ω den Querschnitt
 E den Elasticitätsmodul

dieses Stabes,
 so ist die Formänderungsarbeit des Trägers

$$\mathfrak{A} = \sum \frac{S^2 s}{2E\Omega},$$

und es muß, da H, H' und H'' als unabhängige Veränderliche aufzufassen sind,

$$13) \quad \sum \frac{Ss}{E\Omega} \frac{\partial S}{\partial H} = 0, \quad \sum \frac{Ss}{E\Omega} \frac{\partial S}{\partial H'} = 0, \quad \sum \frac{Ss}{E\Omega} \frac{\partial S}{\partial H''} = 0$$

sein. Die Spannkraft S läßt sich nach den in §. 2 aufgestellten Gesetzen in der Form

$$14) \quad S = R + HT + H' T' + H'' T''$$

darstellen, wobei R, T, T' und T'' gegebene Werthe sind, von denen R für alle Glieder des Bogens und für die Hängestangen $= 0$ ist, während es für irgend einen Stab des Balkens diejenige Spannkraft darstellt, welche entstehen würde, sobald der Balken ein einfacher, ohne jede Verbindung mit dem Bogen construirter Tragbalken wäre. So ist z. B. für den Obergurtstab des vierten Feldes nach Gl. 6

$$R = -\frac{M_4'}{h}, \quad T = +\frac{Y_4}{h}, \quad T' = +\frac{c_4}{h}, \quad T'' = 0.$$

Setzt man nun in die Gleichungen 13:

$$\frac{\partial S}{\partial H} = T; \quad \frac{\partial S}{\partial H'} = T'; \quad \frac{\partial S}{\partial H''} = T'',$$

so gehen diese, ein constantes E angenommen, über in

*) Es wird hier daran erinnert, daß die Influenzlinie den Einfluß einer über den Träger wandernden Last 1 auf die fragliche Spannkraft darstellt.

$$15) \left\{ \begin{aligned} \Sigma R T s \frac{1}{\Omega} + H \Sigma T^2 s \frac{1}{\Omega} + H' \Sigma T' T s \frac{1}{\Omega} \\ \quad + H'' \Sigma T'' T s \frac{1}{\Omega} &= 0, \\ \Sigma R T' s \frac{1}{\Omega} + H \Sigma T T' s \frac{1}{\Omega} + H' \Sigma T'^2 s \frac{1}{\Omega} \\ \quad + H'' \Sigma T'' T' s \frac{1}{\Omega} &= 0, \\ \Sigma R T'' s \frac{1}{\Omega} + H \Sigma T T'' s \frac{1}{\Omega} + H' \Sigma T' T'' s \frac{1}{\Omega} \\ \quad + H'' \Sigma T''^2 s \frac{1}{\Omega} &= 0. \end{aligned} \right.$$

Aus §. 2 geht hervor, daß in einem und demselben Stabe nie Spannkraften T' und T'' entstehen. Hat T' einen endlichen Werth, so ist $T'' = 0$ und umgekehrt. Es folgt also

$$\Sigma T' T'' s \frac{1}{\Omega} = 0.$$

Wird ein in Bezug auf die Verticale durch die Mitte symmetrischer Träger vorausgesetzt, so ist noch

$$\Sigma T T' s \frac{1}{\Omega} = \Sigma T T'' s \frac{1}{\Omega} \text{ und}$$

$$\Sigma T'^2 s \frac{1}{\Omega} = \Sigma T''^2 s \frac{1}{\Omega},$$

und es gehen die Gleichungen 14 nach Multiplication mit $f \frac{h^2}{\lambda}$ (welche wir aus einem später einleuchtenden Grunde vornehmen), wobei

- f = mittlerer Querschnitt der Balkengurtung,
- h = Höhe des Versteifungsbalkens,
- λ = Feldweite,

und nach Einführung der abkürzenden Bezeichnungen:

$$16) \left\{ \begin{aligned} C_1 &= \frac{h^2}{\lambda} \Sigma T^2 s \frac{f}{\Omega}, \\ C_2 &= -\frac{h^2}{\lambda} \Sigma T T' s \frac{f}{\Omega}, \\ C_3 &= \frac{h^2}{\lambda} \Sigma T'^2 s \frac{f}{\Omega}, \end{aligned} \right.$$

über in:

$$17) \left\{ \begin{aligned} C_1 H - C_2 (H' + H'') &= -\frac{h^2}{\lambda} \Sigma R T s \frac{f}{\Omega}, \\ C_3 H' - C_2 H &= -\frac{h^2}{\lambda} \Sigma R T' s \frac{f}{\Omega}, \\ C_3 H'' - C_2 H &= -\frac{h^2}{\lambda} \Sigma R T'' s \frac{f}{\Omega}. \end{aligned} \right.$$

Die in diesen Gleichungen auf der rechten Seite stehenden Summen beziehen sich in der Folge nur auf die Stäbe des Balkens, da für die Glieder des Bogens und für die Hängestangen $R = 0$ ist. Die Coefficienten C_1, C_2 und C_3 sind von den Spannkraften R unabhängig, brauchen also nicht für jeden Belastungszustand gesondert berechnet zu werden; bei ihrer Bestimmung empfiehlt sich vor allem die Vernachlässigung der Formänderung der Hängestangen, da hierdurch die Endresultate fast gar nicht beeinflusst werden, sowie die Annahme eines bestimmten Gesetzes, welchem die Querschnitte der Glieder des Bogens zweckmäßig folgen sollen.

Bezeichnet nämlich:

- F den Querschnitt zur Aufnahme des Druckes H_{max} ,
- F_0 - - - - - $H'_{max} = H''_{max}$,
- F_u - - - - - $(H - H')_{max}$
 $= (H - H'')_{max}$,

so gebe man einem unter α geneigten und deshalb durch einen Druck $H_{max} \sec \alpha$ beanspruchten Gliede des Bogens $CS C_1$ (Fig. 1) den Querschnitt $F \sec \alpha$ und analog den beziehungsweise unter α' und α geneigten und demzufolge durch $H'_{max} \sec \alpha'$ bezieh. $(H - H')_{max} \sec \alpha$ gedrückten Gliedern der Bogenstücke AC und LC die Querschnitte

$$F_0 \sec \alpha' \text{ bezieh. } F_u \sec \alpha.$$

Da nun den Gliedern der Bogenstücke $LC, CS C_1$ und $C_1 L_1$ die Werthe

$$T = -\sec \alpha \text{ (negativ, weil Druck)}$$

entsprechen, während für die Glieder der Bogenstücke AC und CB sich $T = 0$ ergibt, so ist der Beitrag des Bogens zu dem Coefficienten C_1 :

$$\begin{aligned} \frac{h^2}{\lambda} \Sigma T^2 s \frac{f}{\Omega} &= 2 \left[\frac{h^2}{\lambda} \Sigma_L^c \sec^2 \alpha \cdot s \cdot \frac{f}{F_u \sec \alpha} + \frac{h^2}{\lambda} \Sigma_C^s \sec^2 \alpha \cdot s \cdot \frac{f}{F \sec \alpha} \right] \\ &= 2 \left[\frac{f h^2}{F_u \lambda^2} \Sigma_L^c s^2 + \frac{f h^2}{F \lambda^2} \Sigma_C^s s^2 \right]. \end{aligned}$$

Die Glieder des Bogenstückes LC werden durch den Druck $(H - H') \sec \alpha$ angestrengt; es entspricht ihnen also:

$$T = -\sec \alpha \text{ und } T' = +\sec \alpha,$$

und es ist, da nur in dem Bogenstücke LC sowohl Spannkraften T als auch Spannkraften T' auftreten, der Beitrag des Bogens zum Coefficienten C_2 :

$$\begin{aligned} -\frac{h^2}{\lambda} \Sigma T T' s \frac{f}{\Omega} &= \frac{h^2}{\lambda} \Sigma_L^c \sec^2 \alpha \cdot s \cdot \frac{f}{F_u \sec \alpha} \\ &= \frac{f}{F_u} \cdot \frac{h^2}{\lambda^2} \Sigma_L^c s^2. \end{aligned}$$

Schließlich findet man noch den Beitrag des Bogens zu dem Coefficienten C_3 , mit Beachtung der Bezeichnungen in der Figur 1

$$\begin{aligned} \frac{h^2}{\lambda} \Sigma T'^2 s \frac{f}{\Omega} &= \frac{h^2}{\lambda} \Sigma_A^c \sec^2 \alpha' \cdot s' \cdot \frac{f}{F_0 \sec \alpha'} \\ &\quad + \frac{h^2}{\lambda} \Sigma_L^c \sec^2 \alpha \cdot s \cdot \frac{f}{F_u \sec \alpha} \\ &= \frac{f}{F_0} \cdot \frac{h^2}{\lambda^2} \Sigma_A^c s'^2 + \frac{f h^2}{F_u \lambda^2} \Sigma_L^c s^2, \end{aligned}$$

weil für jedes Glied des Bogenstückes AC

$$T' = -\sec \alpha'$$

und für jedes Glied des Bogenstückes LC

$$T' = +\sec \alpha$$

ist. Indem wir nun die Abkürzungen einführen:

$$18) \quad \frac{f h^2}{F \lambda^2} \Sigma_C^s s^2 = \mathfrak{E}$$

$$19) \quad \frac{f h^2}{F_0 \lambda^2} \Sigma_A^c s'^2 = \mathfrak{E}'$$

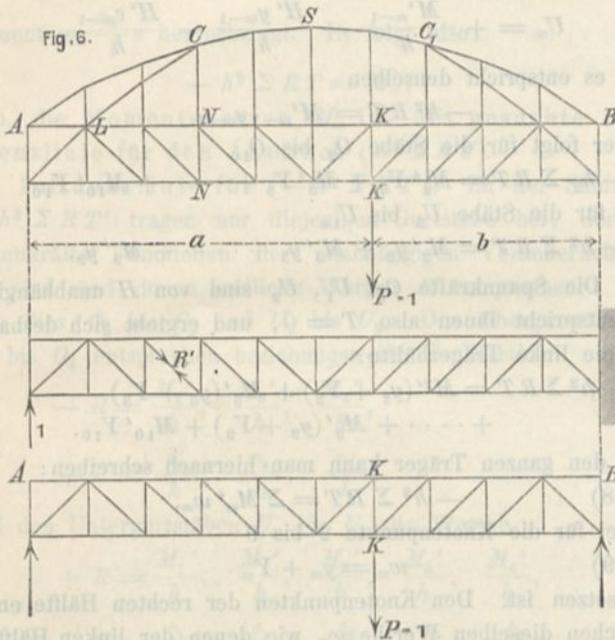
$$20) \quad \frac{f h^2}{F_u \lambda^2} \Sigma_L^c s^2 = \mathfrak{E}''$$

und die in den folgenden Gleichungen noch vorkommenden Summen nur auf die Stäbe des Versteifungsbalkens beziehen, erhalten wir die von der jeweiligen Belastung des Trägers unabhängigen Coefficienten

$$21) \left\{ \begin{aligned} C_1 &= 2 \left(\mathfrak{E} + \mathfrak{E}'' + \frac{h^2}{\lambda} \Sigma T^2 s \frac{f}{\Omega} \right) \\ C_2 &= \mathfrak{E}'' - \frac{h^2}{\lambda} \Sigma T T' s \frac{f}{\Omega} \\ C_3 &= \mathfrak{E}' + \mathfrak{E}'' + \frac{h^2}{\lambda} \Sigma T'^2 s \frac{f}{\Omega}. \end{aligned} \right.$$

Für die auf den rechten Seiten der Gleichungen 17 stehenden Summen werden zweckmässig Influenzlinien berechnet, indem der Einfluss einer über den Träger wandernden Einzellast 1 auf diese Summen verfolgt wird. Aus den Ordinaten dieser Influenzlinien lassen sich dann mit Hilfe der Gleichungen 17 die Ordinaten der Influenzlinien für H , H' und H'' ermitteln.

Denkt man zu diesem Zwecke den Versteifungsbalken am rechten Ende festgehalten und durch eine am linken Auflager wirksame, aufwärts gerichtete verticale Kraft 1 belastet, so entstehen in den Stäben Spannkkräfte R' (Fig. 6),



welche sich leicht construiren oder berechnen lassen. Analog sollen mit R'' diejenigen Spannkkräfte bezeichnet werden, welche in den Stäben hervorgerufen werden, sobald der am linken Ende festgehaltene Balken durch eine am rechten Ende angreifende, aufwärts gerichtete, verticale Kraft 1 beansprucht wird.

Wirkt nun auf den bei A und B frei aufliegend gedachten Balken an irgend einer Stelle, z. B. bei der Verticalen KK , eine Last 1, so entstehen in den Stäben links von dieser Verticalen die Spannkkräfte

$$R = R' \frac{b}{l}$$

und in den Stäben rechts von KK die Spannkkräfte

$$R = R'' \frac{a}{l},$$

wobei die Verticale KK zu dem linken oder rechten Trägertheile zu rechnen ist, je nachdem die Last 1 in dem oberen oder unteren Knotenpunkte K angreift. Es folgt also:

$$22) \begin{cases} \sum R T s \frac{f}{\Omega} = \frac{b}{l} \sum_A^K R' T s \frac{f}{\Omega} + \frac{a}{l} \sum_B^K R'' T s \frac{f}{\Omega} \\ \sum R T' s \frac{f}{\Omega} = \frac{b}{l} \sum_A^K R' T' s \frac{f}{\Omega} + \frac{a}{l} \sum_B^K R'' T' s \frac{f}{\Omega} \\ \sum R T'' s \frac{f}{\Omega} = \frac{b}{l} \sum_A^K R' T'' s \frac{f}{\Omega} + \frac{a}{l} \sum_B^K R'' T'' s \frac{f}{\Omega} \end{cases}$$

und mit Hilfe dieser Gleichungen kann man für die verschiedenen Lagen der Last 1 die fraglichen Summen berechnen. Die Gleichungen 22 sind nichts anderes als die Gleichungen der gesuchten Influenzlinien. Beim symmetri-

schen Träger genügt es natürlich, diese Linien für die beiden ersten Summen aufzutragen, denn die Influenzlinien für $\sum R T' s \frac{f}{\Omega}$ und $\sum R T'' s \frac{f}{\Omega}$ sind Spiegelbilder. Die Rechnung wird dadurch wesentlich vereinfacht, daß Spannkkräfte T' nur in den Stäben des Balkens links von der dem Punkte C entsprechenden Verticalen NN entstehen (und zwar einschließlich dieser Verticalen). Liegt also die Last 1 bei einer Verticalen KK rechts von der Verticalen NN , so ist

$$\sum_A^K R' T' s \frac{f}{\Omega} = \sum_A^L R' T' s \frac{f}{\Omega} \text{ und}$$

$$\sum_B^K R'' T' s \frac{f}{\Omega} = 0,$$

mithin folgt:

$$\sum R T' s \frac{f}{\Omega} = \frac{b}{l} \sum_A^L R' T' s \frac{f}{\Omega},$$

und dieser Ausdruck lehrt, daß, falls die Lasten in den Knotenpunkten der oberen Gurtung angreifen, die Influenzlinie für $\sum R T' s \frac{f}{\Omega}$ von B bis N eine Gerade ist, welcher bei B die Ordinate 0 entspricht. Wirken die Lasten in den Knotenpunkten der unteren Gurtung, so verläuft die fragliche Influenzlinie von B bis zu der rechts neben der NN gelegenen Verticalen geradlinig.

§. 4. Influenzlinien für H , H' und H'' bei Vernachlässigung der Formänderungen der Füllungsglieder des Balkens.

Die im §. 3 entwickelten Gesetze lassen sich durch die für praktische Zwecke zulässige Annahme eines constanten Querschnittes f der Gurtstäbe und eines constanten Querschnittes Ω der Füllungsglieder (Diagonalen und Verticalen) des Balkens bedeutend vereinfachen. Zunächst möge, um die folgenden Entwicklungen recht durchsichtig zu gestalten, von einer Berücksichtigung der Formänderungen der Füllungsglieder ganz abgesehen werden, d. h. es sollen bei Auswerthung der in den Gleichungen 17 und 21 vorkommenden Summen nur die den Gurtungen entsprechenden Werthe R , T , T' , T'' in Rechnung gestellt werden. Es geht dann, da jeder Gurtstab des Versteifungsbalkens mit parallelen Gurtungen und constanter Feldweite (welcher specielle Fall wohl stets vorliegen wird) die Länge $s = \lambda$ hat, der Ausdruck

$$\frac{h^2}{\lambda} \sum T^2 s \frac{f}{\Omega} \text{ über in } h^2 \sum T^2,$$

$$\frac{h^2}{\lambda} \sum T T' s \frac{f}{\Omega} \text{ " " } h^2 \sum T T' \text{ u. s. w.,}$$

und die Gleichungen 17 und 21 nehmen die Form an:

$$23) \begin{cases} C_1 H - C_2 (H' + H'') = -h^2 \sum R T \\ C_3 H' - C_2 H = -h^2 \sum R T' \\ C_3 H'' - C_2 H = -h^2 \sum R T'' \end{cases}$$

$$24) \begin{cases} C_1 = 2(\mathfrak{C} + \mathfrak{C}') + h^2 \sum T^2 \\ C_2 = \mathfrak{C}'' - h^2 \sum T T' \\ C_3 = \mathfrak{C}' + \mathfrak{C}'' + h^2 \sum T'^2 \end{cases}$$

Die von der Belastungsart unabhängigen Coefficienten C_1 , C_2 , C_3 sollen zuerst berechnet werden; dann mögen die Influenzlinien für die Summen: $\sum R T$, $\sum R T'$, $\sum R T''$ aufgesucht werden.

Berechnung von C_1 . Es bedeutet T den Coefficienten von H in dem Ausdrucke für die Spannkraft. Nach den

in §. 2 entwickelten Formeln ergibt sich für den Gurtstab O_6 der Werth $T = +\frac{Y_6}{h}$ und für O_4 der Werth $T = +\frac{Y_4}{h}$. Den Untergurtstäben U_6 und U_4 entsprechen beziehungsweise $T = -\frac{y_5}{h}$ und $T = -\frac{y_3}{h}$, und man erhält für die linke Trägerhälfte *)

$$h^2 \sum T^2 = \sum_{m=2}^{m=9} y^2 + \sum_{m=2}^{m=10} Y_m^2,$$

mithin für den ganzen Träger, wenn m in der Folge die Ordnungsnummer einer Verticale bezeichnet:

$$h^2 \sum T^2 = 2 \left[\sum_2^9 y_m^2 + \sum_2^{10} Y_m^2 \right].$$

Es wird also:

$$25) \quad C_1 = 2 \left\{ \mathfrak{E} + \mathfrak{E}'' + \sum_2^9 y_m^2 + \sum_2^{10} Y_m^2 \right\}.$$

Berechnung von C_2 . Hier handelt es sich um die Bestimmung der Summe: $\sum T T'$, in welcher T' den Coefficienten von H' in dem Ausdrücke für die Gurtspannkraft bedeutet. Die von H' und H abhängigen Gurtspannkraften sind (vergl. §. 2) O_2, O_3, O_4 und U_3, U_4, U_5 ; denn O_1, O_1 und U_2 sind zwar abhängig von H' , nicht aber von H , und $O_5, O_6 \dots$ desgl. $U_6, U_7 \dots$ sind abhängig von H , aber nicht von H' .

Es entsprechen

dem Gurtstabe O_2	die Werthe:	$T h = Y_2$	und	$T' h = c_2$
" "	O_3	" " = Y_3	" "	= c_3
" "	O_4	" " = Y_4	" "	= c_4
" "	U_3	" " = $-y_2$	" "	= $-c_2$
" "	U_4	" " = $-y_3$	" "	= $-c_3$
" "	U_5	" " = $-y_4$	" "	= $-c_4$

und es folgt daher:

$$h^2 \sum T T' = \sum_2^4 (y_m + Y_m) c_m,$$

mithin:

$$26) \quad C_2 = \mathfrak{E}'' - \sum_2^4 (y_m + Y_m) c_m.$$

Berechnung von C_3 . Um die Summe $\sum T'^2$ zu berechnen, beachte man, daß

$$O_1 = H_1, \quad U_1 = U_2 = +\frac{M_1'}{h} - \frac{H' c_1}{h}$$

ist, daß also

$$\begin{aligned} \text{dem Gurtstabe } O_1 & \text{ der Werth } T' h = 1 \cdot h, \\ \text{" " } U_1 \text{ bez. } U_2 & \text{ " } T' h = -c_1 \end{aligned}$$

entspricht. Man gelangt dann mit Berücksichtigung der oben für O_2 bis U_5 angegebenen Werthe $T' h$ zu

$$h^2 \sum T'^2 = h^2 + 2 \sum_1^4 c_m^2$$

und erhält:

$$27) \quad C_3 = \mathfrak{E}' + \mathfrak{E}'' + h^2 + 2 \sum_1^4 c_m^2.$$

Influenzlinie für $(-h^2 \sum R T)$. Die Spannkraften in den Stäben O_5 bis O_{10} der linken Hälfte des in Fig. 1 dargestellten Trägers sind nach der Formel

$$O_m = -\frac{M_m'}{h} + H \frac{Y_m}{h}$$

zu berechnen und die Spannkraften O_2 bis O_4 nach der Formel

*) Man beachte, daß für O_1, U_1 und U_2 sich $T = 0$ ergibt.

$$O_m = -\frac{M_m'}{h} + H \frac{Y_m}{h} + H' \frac{y_m}{h}.$$

Für alle diese Stäbe O_2 bis O_{10} ist also

$$R = -\frac{M_m'}{h} \quad \text{und} \quad T = +\frac{Y_m}{h}, \quad \text{mithin}$$

$$-h^2 R T = M_m' Y_m.$$

Die Spannkraften in der unteren Gurtung sind in den Feldern 6 bis 10

$$U_m = +\frac{M'_{m-1}}{h} - \frac{H y_{m-1}}{h}$$

und in den Feldern 3 bis 5

$$U_m = +\frac{M'_{m-1}}{h} - \frac{H' y_{m-1}}{h} - \frac{H' c_{m-1}}{h},$$

und es entspricht denselben

$$-h^2 R T = M'_{m-1} y_{m-1}.$$

Daher folgt für die Stäbe O_2 bis O_{10}

$$-h^2 \sum R T = M_2' Y_2 + M_3' Y_3 + \dots + M_{10}' Y_{10}$$

und für die Stäbe U_3 bis U_{10}

$$-h^2 \sum R T = M_2' y_2 + M_3' y_3 + \dots + M_9' y_9.$$

Die Spannkraften O_1, U_1, U_2 sind von H unabhängig, es entspricht ihnen also $T = 0$, und ergibt sich deshalb für die linke Trägerhälfte:

$$\begin{aligned} -h^2 \sum R T &= M_2' (y_2 + Y_2) + M_3' (y_3 + Y_3) \\ &+ \dots + M_9' (y_9 + Y_9) + M_{10}' Y_{10}. \end{aligned}$$

Für den ganzen Träger kann man hiernach schreiben:

$$28) \quad -h^2 \sum R T = \sum M_m' w_m,$$

wobei für die Knotenpunkte 2 bis 9

$$29) \quad w_m = y_m + Y_m$$

zu setzen ist. Den Knotenpunkten der rechten Hälfte entsprechen dieselben Werthe w_m wie denen der linken Hälfte, da der Träger symmetrisch vorausgesetzt ist. Für den Knotenpunkt 10 ist

$$30) \quad w_{10} = 2 Y_{10},$$

für den Knotenpunkt 1 ist $w_1 = 0$ zu setzen.

Es soll nun folgende Aufgabe gelöst werden:

Auf den Träger wirkt an irgend einer Stelle eine Einzellast $\{P=1$. Wie groß ist der dieser Last entsprechende Werth $(-h^2 \sum R T)$?

Man denke unter dem Träger einen einfachen Balken $A'B'$, welcher bei A' und bei B' frei aufliegt und durch Kräfte $w_2 = y_2 + Y_2, w_3 = y_3 + Y_3, \dots, w_{10} = 2Y_{10} \dots$ belastet wird. Für diesen Balken ermittle man die Momentencurve $A'S'B'$ (Fig. 1) und messe unter der Last P die Ordinate M_w . Dann entspricht der Last $P=1$:

$$-h^2 \sum R T = M_w.$$

Der Beweis wird wie folgt geführt. Das durch $P=1$ erzeugte Angriffsmoment M' ist für einen Knotenpunkt m , welcher links von P im Abstände x_m von A liegt,

$$M_m' = P \frac{b}{l} x_m = 1 \cdot \frac{b}{l} x_m$$

und für einen Knotenpunkt m , rechts von P und im Abstände x_m' von B :

$$M_m' = P \frac{b}{l} x_m' = 1 \frac{a}{l} x_m'.$$

Daher folgt:

$$-h^2 \sum R T = M_m' w_m = \frac{b}{l} \sum w_m x_m + \frac{a}{l} \sum w_m' x_m',$$

wobei sich das Zeichen \sum auf das Trägerstück links von P

und das Zeichen Σ auf das Trägerstück rechts von P bezieht.

Nun ist aber $\frac{b}{l} \Sigma w_m x_m + \frac{a}{l} \Sigma w_m x_m'$ das Angriffsmoment M_w für den im Abstände a von A und b von B gelegenen Querschnitt eines einfachen Balkens, welcher durch Lasten w_m beansprucht wird; denn jede Last w_m links von dem Querschnitt erzeugt am rechten Auflager die Reaction $w_m \frac{x_m}{l}$ und das Biegemoment $w_m \frac{x_m}{l} b$, und analog folgt, daß jede Last rechts von dem Querschnitt das Biegemoment $w_m \frac{x_m'}{l} a$ hervorbringt. Es folgt also:

$$-h^2 \Sigma R T = M_w,$$

d. h. die Momentencurve M_w ist die gesuchte Influenzlinie für den Ausdruck $(h^2 \Sigma R T)$.

Influenzlinie für $(-h^2 \Sigma R T')$. Zu der Summe $-h^2 \Sigma R T'$ tragen nur diejenigen Gurtstäbe bei, deren Spannkraften Functionen der unabhängigen Veränderlichen H' sind und denen endliche Werthe R entsprechen. Es sind dies O_2 bis O_4 und U_1 bis U_5 . Den Obergurtstäben O_2 bis O_4 entsprechen beziehungsweise die Werthe

$$-R = \frac{M_2'}{h}, \frac{M_3'}{h}, \frac{M_4'}{h},$$

$$+T' = \frac{c_2}{h}, \frac{c_3}{h}, \frac{c_4}{h},$$

und den Untergurtstäben U_1 bis U_5 die Werthe

$$+R = \frac{M_1'}{h}, \frac{M_1'}{h}, \frac{M_2'}{h}, \frac{M_3'}{h}, \frac{M_4'}{h},$$

$$-T' = \frac{c_1}{h}, \frac{c_1}{h}, \frac{c_2}{h}, \frac{c_3}{h}, \frac{c_4}{h}.$$

Deshalb erhält man

$$-h^2 R T' = 2[M_1' c_1 + M_2' c_2 + \dots + M_4' c_4],$$

wofür wir schreiben

$$-h^2 R T' = \sum_{i=1}^4 M_m' w_m'.$$

Dabei ist

$$w_m' = 2 c_m.$$

Durch ähnliche Schlussfolgerungen, wie wir sie oben machten, ergibt sich nun folgendes Resultat.

Die Influenzlinie für den Ausdruck $(-h^2 \Sigma R T')$ ist die Momentencurve eines einfachen Balkens, der durch die Lasten

$$w_1' = 2 c_1, w_2' = 2 c_2, \dots$$

beansprucht wird. Aus der unter der Last P gemessenen Ordinate M_w' dieser Curve folgt der Einfluß von $P = 1$:

$$-h^2 R T' = M_w'.$$

Influenzlinie für $(-h^2 \Sigma R T'')$. Zeichnet man das Spiegelbild der Momentencurve M_w' , so erhält man in diesem die Influenzlinie für den Ausdruck $(-h^2 \Sigma R T'')$. Die unter der Last P gemessene Ordinate dieser Curve sei mit M_w'' bezeichnet. Es ist dann der Einfluß der Last $P = 1$:

$$-h^2 \Sigma R T'' = M_w''.$$

Influenzlinien für H, H', H'' . Die Gleichungen 23 gehen mit den Werthen, welche für die auf der rechten Seite stehenden Summen berechnet worden sind, über in:

$$C_1 H - C_2 (H' + H'') = M_w,$$

$$C_3 H' - C_2 H = M_w',$$

$$C_3 H'' - C_2 H = M_w'',$$

und liefern die Resultate:

$$31) \begin{cases} H = \frac{C_3 M_w + C_2 (M_w' + M_w'')}{C_1 C_3 - 2 C_2^2} \\ H' = \frac{M_w' + C_2 H}{C_3} \\ H'' = \frac{M_w'' + C_2 H}{C_3} \end{cases}$$

Mit Hilfe dieser Formeln lassen sich die Influenzlinien für H, H' und H'' ableiten.

§. 5. Influenzlinien für H, H' und H'' mit Rücksichtnahme auf die Formänderungen der Füllungsglieder.

Es soll noch nachgewiesen werden, wie die Coefficienten C_1, C_2 und C_3 sowie die Lasten w, w', w'' , denen die Momentencurven M_w, M_w' und M_w'' entsprechen, abzuändern sind, sobald die Formänderungsarbeit der Gitterstäbe berücksichtigt werden soll.

1. Aenderung des Coefficienten C_1 . Um den Einfluß, welchen die Gitterstäbe auf die Summe: $\frac{h^2}{\lambda} \Sigma T^2 s \frac{f}{\Omega}$ haben, schnell angeben zu können, bezeichnen wir mit T_d und T_v die einer Diagonale beziehungsweise einer Verticale entsprechenden Spannkraften T , und nehmen an, daß sämtliche Gitterstäbe denselben Querschnitt Ω haben. Dann folgt

$$\frac{h^2}{\lambda} \Sigma T^2 s \frac{f}{\Omega} = \frac{h^2 f}{\lambda \Omega} [\Sigma T_d^2 d + \Sigma T_v^2 h].$$

d = Länge der Diagonale,
 h = Länge der Verticale.

Da nun $T_v = -T_d \sin \varphi = -T_d \frac{h}{d}$ ist, so folgt:

$$\frac{h^2}{\lambda} \Sigma T^2 s \frac{f}{\Omega} = \frac{h^2 (d^3 + h^3) f}{\lambda d^2 \Omega} \Sigma T_d^2.$$

Spannkraften L entstehen in den Diagonalen zwischen L und L_1 . Für das sechste Feld ist beispielsweise (nach Gl. 10)

$$T = -\frac{\text{tg } \alpha_6}{\sin \varphi} = -\text{tg } \alpha_6 \frac{d}{h} = -\frac{d}{h} \frac{y_6 - y_5}{\lambda}.$$

Setzen wir also allgemein

$$y_m - y_{m-1} = \Delta y_m,$$

so folgt:

$$T_d = -\frac{d}{h} \frac{\Delta y_m}{\lambda}$$

und

$$\frac{h^2 (d^3 + h^3) f}{\lambda d^2 \Omega} \Sigma T_d^2 = \frac{d^3 + h^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega} \Sigma \Delta y_m^2.$$

Der bisher durch Gleichung 25 gegebene Coefficient C_1 geht also über in:

$$32) C_1 = 2 \left\{ \mathfrak{E} + \mathfrak{E}'' + \sum_{2}^9 y_m^2 + \sum_{2}^{10} Y_m^2 + \gamma \cdot \sum_{2}^{10} \Delta y_m^2 \right\},$$

wobei:

$$\gamma = \frac{d^3 + h^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega}.$$

2. Aenderung des Coefficienten C_2 . Es handelt sich hier um den Einfluß der Gitterstäbe auf das Glied:

$$-\frac{h^2}{\lambda} \Sigma T T' s \frac{f}{\Omega} = -\frac{h^2 (d^3 + h^3) f}{\lambda d^2 \Omega} \Sigma T_d T_d'.$$

Spannkraften T und T' entstehen gleichzeitig nur in den Diagonalen zwischen L und C , also für den Träger (Fig. 1) in den Diagonalen D_2 bis D_5 . Beispielsweise ist für Diagonale D_4 nach Gl. 11

$T' = + \frac{1}{\sin \varphi} (\text{tg } \alpha_4 - \text{tg } \alpha_4') = \frac{d}{h} \left[\frac{c_3 - c_4}{\lambda} \right]$
 und allgemein, wenn $c_{m-1} - c_m = \Delta c_m$

gesetzt wird,
 $T' = \frac{d}{h} \frac{\Delta c_m}{\lambda}$, weshalb, wegen $T = - \frac{d}{h} \frac{\Delta y_m}{\lambda}$,
 $-\frac{h^2(d^3 + h^3)}{\lambda d^2} \frac{f}{\Omega} \sum T_d T_d' = + \gamma \sum \Delta c_m \Delta y_m$.

Der Coefficient C_2 (Gl. 22) geht über in
 33) $C_2 = \mathfrak{S}'' - \sum_2^4 (y_m + Y_m) c_m + \gamma \sum_2^5 \Delta c_m \Delta y_m$.

3. Aenderung des Coefficienten C_3 . Berücksichtigt man, daß für die erste Diagonale

$$T' = \frac{\text{tg } \alpha_1'}{\sin \varphi} = \frac{d}{h} \cdot \frac{c_1}{\lambda}$$

ist, so erhält man:
 $\frac{h^2}{\lambda} \sum T_d'^2 \frac{f}{\Omega} = \frac{h^2(d_2 + h^2)}{\lambda d^2} \frac{f}{\Omega} \sum T_d'^2 = \gamma [c_1^2 + \sum_2^5 \Delta c_m^2]$,
 und findet, daß der Coefficient C_3 (Gl. 23) übergeht in

$$34) C_3 = \mathfrak{S}' + \mathfrak{S}'' + h^2 + 2 \sum_1^4 c_m^2 + \gamma [c_1^2 + \sum_2^5 \Delta c_m^2].$$

4. Aenderung der Werthe w_m . Um die Influenzlinie für den Ausdruck $(-\frac{h^2}{\lambda} \sum R T s \frac{f}{\Omega})$ mit Rücksichtnahme auf die Formänderungen der Gitterstäbe in möglichst übersichtlicher Weise bilden zu können, gehen wir auf jeden Fall von der Gleichung

$R_v = - R_d \frac{h}{d}$ (analog der Gl. $T_v = T_d \sin \varphi = - T_d \frac{h}{d}$)
 aus, trotzdem diese Gleichung nur gilt, wenn die Lasten P in den oberen Knotenpunkten des Versteifungsbalkens angreifen. Bei unten liegender Fahrbahn ist für diejenige Verticale, an welcher gerade die wandernde Last $P = 1$ liegt,

$$R_v = - R_d \frac{h}{d} + 1.$$

Für die übrigen Verticalen aber bleibt die Beziehung $R_v = - R_d \frac{h}{d}$. Deshalb schreiben wir:

$$-\frac{h^2}{\lambda} \sum R T s \frac{f}{\Omega} = - \frac{h^2(d^3 + h^3)}{\lambda d^2} \frac{f}{\Omega} \sum R_d T_d = - \frac{\lambda^2 h^2}{d^2} \gamma \sum R_d T_d$$

und drücken R_d für das m te Feld nach der bekannten für den einfachen Fachwerkbalken giltigen Formel aus:

$$R_d = \frac{M_m' - M_{m-1}'}{h} \sec \varphi = (M_m' - M_{m-1}') \frac{d}{h \lambda}$$

Es folgt dann, wegen $T_d = - \Delta y_m \frac{d}{h \lambda}$,

$$-\frac{\lambda^2 h^2}{d^2} R_d T_d = (M_m' - M_{m-1}') \Delta y_m,$$

und es ergibt sich für die linke Trägerhälfte:

$$-\frac{\lambda^2 h^2}{d^2} \gamma R_d T_d = \gamma \sum_2^{10} (M_m' - M_{m-1}') \Delta y_m = \gamma [-M_1' \Delta y_2 + M_2' (\Delta y_2 - \Delta y_3) + M_3' (\Delta y_3 - \Delta y_4) + \dots + M_{10}' \Delta y_{10}]$$

Hieraus folgt: Die zur Erzeugung der Momentencurve M_w aufzubringenden Lasten $w_1 = 0, w_2 = y_2 + Y_2, w_3 = y_3 + Y_3, \dots, w_{10} = 2 Y_{10}$

sind zu ersetzen durch:

$$35) \begin{cases} w_1 = -\gamma \Delta y_2, & w_2 = y_2 + Y_2 + \gamma (\Delta y_2 - \Delta y_3), \\ w_3 = y_3 + Y_3 + \gamma (\Delta y_3 - \Delta y_4), & \dots \\ w_{10} = 2 Y_{10} + 2 \Delta y_{10}. \end{cases}$$

5. Aenderung der Werthe w_m' . Der von den Formänderungen der Gitterstäbe abhängige Ausdruck

$$\left(- \frac{h^2}{\lambda} \sum R T s \frac{f}{\Omega} \right)$$

geht, zunächst mit Vernachlässigung der Formänderung von D_1 , über in

$$-\frac{\lambda^2 h^2}{d^2} \gamma \sum R_d T_d' = - \gamma \sum_2^5 (M_m' - M_{m-1}') \Delta c_m,$$

und es sind deshalb die früher berechneten Werthe w' durch die folgenden zu ersetzen:

$$36) \begin{cases} w_1' = 2 c_1 + \gamma \Delta c_2 \\ w_2' = 2 c_2 - \gamma (\Delta c_2 - \Delta c_3) \\ w_3' = 2 c_3 - \gamma (\Delta c_3 - \Delta c_4) \\ w_4' = 2 c_4 - \gamma (\Delta c_4 - \Delta c_5) \\ w_5' = - \gamma \Delta c_5. \end{cases}$$

Für die erste, linkssteigende Diagonale ist $R_d = \frac{M_1' d}{h \lambda}$

und $T_d' = + \frac{c_1 d}{h \lambda}$, mithin folgt

$$-\frac{h^2}{\lambda} R T s \frac{f}{\Omega} = + \frac{d^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega} c_1 M_1'$$

und ist deshalb

$$37) w_1' = 2 c_1 + \frac{d^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega} c_1 + \gamma \Delta c_2.$$

Der Endverticale entspricht $R = 0$, so lange bei belasteter oberer Balkengurtung keine Last durch den oberen Knotenpunkt o geht. Eine in diesem Punkte o angreifende Last erzeugt Horizontalschübe H und H' , welche vernachlässigt werden sollen. Greifen die Lasten in den Knotenpunkten der unteren Balkengurtung an, so ist für die Endverticale auf jeden Fall $R = 0$.

§. 6. Zahlenbeispiel.

Für den in Fig. 1 dargestellten Träger sollen die Influenzlinien für die Horizontalschübe H, H' und H'' unter der Voraussetzung folgender Querschnittsverhältnisse berechnet werden:

$$\frac{f}{F} = \frac{1}{2}, \frac{f}{F_o} = 1, \frac{f}{F_u} = 1, \frac{f}{\Omega} = 3,9.$$

Es ist die Feldweite $\lambda = 2$ m, die Höhe des Versteifungsbalkens $h = 2$ m und die Länge der Diagonale $d = 2\sqrt{2}$, mithin folgt:

$$\frac{f}{F_o} \frac{h^2}{\lambda^2} = 1, \frac{f}{F_u} \frac{h^2}{\lambda^2} = 1, \frac{f}{F} \frac{h^2}{\lambda^2} = \frac{1}{2},$$

$$\gamma = \frac{d^3 + h^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega} = 15.$$

Berechnung der Coefficienten C_1, C_2, C_3 . Nach Gl. 32 und 18 bis 20 wird

$$C_1 = 2 \left[\frac{f}{F_u} \frac{h^2}{\lambda^2} \sum_2^5 s_m^2 + \frac{f}{F} \frac{h^2}{\lambda^2} \sum_6^{10} s_m^2 + \sum_2^9 y_m^2 + \sum_2^{10} Y_m^2 + \gamma \sum_2^{10} \Delta y_m^2 \right],$$

$$\sum_2^5 s_m^2 = s_2^2 + s_3^2 + s_4^2 + s_5^2 = 21,3564,$$

$$\sum_6^{10} s_m^2 = s_6^2 + s_7^2 + s_8^2 + s_9^2 + s_{10}^2 = 20,5940,$$

$$\sum_1^5 s_m'^2 = s_1'^2 + s_2'^2 + s_3'^2 + s_4'^2 + s_5'^2 = 24,1940,$$

$$\sum_2^9 y_m^2 = 1,56^2 + 2,70^2 + 3,64^2 + 4,50^2 + 5,04^2$$

$$+ 5,46^2 + 5,76^2 + 5,94^2 = 166,8976,$$

$$\sum_2^{10} Y_m^2 = \sum_2^9 Y_m^2 + Y_{10}^2 = \sum_2^9 (y_m + 2)^2 + 8,0^2 = \sum_2^9 y_m^2$$

$$+ 4 \sum_2^9 y_m + \sum_2^9 2^2 + 64 = 166,8976$$

$$+ 4 \cdot 34,60 + 8 \cdot 2^2 + 64 = 401,2976,$$

$$\sum_2^{10} \Delta y_m^2 = 1,56^2 + 1,14^2 + 0,94^2 + 0,86^2 + 0,54^2$$

$$+ 0,42^2 + 0,30^2 + 0,18^2 + 0,06^2 = 5,9504,$$

$$C_1 = 2[21,3564 + \frac{1}{2} \cdot 20,5940 + 166,8976 + 401,2976$$

$$+ 15 \cdot 5,9504],$$

$$C_1 = 1378,21.$$

Nach Gl. 33 und 20 wird:

$$C_2 = \frac{f}{F_u} \frac{h^2}{\lambda^2} \sum_2^5 s_m^2 - \sum_2^4 (y_m + Y_m) e_m + \gamma \sum_2^5 \Delta y_m \cdot \Delta e_m,$$

$$\sum_2^4 (y_m + Y_m) e_m = (1,56 + 3,56) 0,60 + (2,70 + 4,70) 0,36$$

$$+ (3,64 + 5,64) 0,20 = 7,5920,$$

$$\sum_2^5 \Delta y_m \Delta e_m = 1,56 \cdot 0,54 + 1,14 \cdot 0,24 + 0,94 \cdot 0,16$$

$$+ 0,86 \cdot 0,20 = 1,4384,$$

$$C_2 = 21,3564 - 7,5920 + 15 \cdot 1,4384 = 35,34.$$

Schließlich folgt nach Gl. 34 und 19 bis 20

$$C_3 = \frac{f}{F_u} \frac{h^2}{\lambda^2} \sum_2^5 s_m^2 + \frac{f}{F_o} \frac{h^2}{\lambda^2} \sum_1^5 s_m'^2 + h^2 + 2 \sum_1^4 c_m^2$$

$$+ \gamma [c_1^2 + \sum_2^5 \Delta c_m^2],$$

$$\sum_1^4 c_m^2 = 1,14^2 + 0,60^2 + 0,36^2 + 0,20^2 = 1,8292,$$

$$c_1^2 + \sum_2^5 \Delta c_m^2 = 1,14^2 + 0,54^2 + 0,24^2 + 0,16^2 + 0,20^2$$

$$= 1,7144,$$

$$C_3 = 21,3564 + 24,1940 + 2,0^2 + 2 \cdot 1,8292 + 15 \cdot 1,7144$$

$$= 78,92.$$

Die Einführung dieser Coefficienten C_1, C_2, C_3 in die Gleichungen

$$H = \frac{C_3 M_w + C_2 (M_w' + M_w'')}{C_1 C_3 - 2 C_2^2} \text{ und}$$

$$H' = \frac{M_w' + C_2 H}{C_3}$$

führt zu den Werthen:

$$H = 0,000743 M_w + 0,000333 (M_w' + M_w'')$$

$$H' = 0,0127 M_w' + 0,448 H.$$

Die Momentencurve M_w entspricht den fingirten

Lasten:

$$w_1 = -\gamma \Delta y_2 = -15 \cdot 1,56 = -23,40,$$

$$w_2 = y_2 + Y_2 + \gamma (\Delta y_2 - \Delta y_3) = 1,56 + 3,56$$

$$+ 15(1,56 - 1,14) = 11,42,$$

$$w_3 = y_3 + Y_3 + \gamma (\Delta y_3 - \Delta y_4) = 2,70 + 4,70$$

$$+ 15(1,14 - 0,94) = 10,40,$$

$$w_4 = y_4 + Y_4 + \gamma (\Delta y_4 - \Delta y_5) = 3,64 + 5,64$$

$$+ 15(0,94 - 0,86) = 10,48,$$

$$w_5 = y_5 + Y_5 + \gamma (\Delta y_5 - \Delta y_6) = 4,50 + 6,50$$

$$+ 15(0,86 - 0,54) = 12,80,$$

$$w_6 = y_6 + Y_6 + \gamma (\Delta y_6 - \Delta y_7) = 5,04 + 7,04$$

$$+ 15(0,54 - 0,42) = 13,88,$$

$$w_7 = y_7 + Y_7 + \gamma (\Delta y_7 - \Delta y_8) = 5,46 + 7,46$$

$$+ 15(0,42 - 0,30) = 14,72,$$

$$w_8 = y_8 + Y_8 + \gamma (\Delta y_8 - \Delta y_9) = 5,76 + 7,76$$

$$+ (0,30 - 0,18) = 15,32,$$

$$w_9 = y_9 + Y_9 + \gamma (\Delta y_9 - \Delta y_{10}) = 5,94 + 7,94$$

$$+ 15(0,18 - 0,06) = 15,68,$$

$$w_{10} = 2 Y_{10} + 2 \gamma \Delta y_{10} = 2 \cdot 8,0 + 2 \cdot 15 \cdot 0,06 = 17,00.$$

Um die Momentencurve M_w schnell berechnen zu können, ermittle man zuerst die Vertikalkräfte:

$$\mathfrak{B}_{10} = \frac{1}{2} w_{10} = 8,50; \quad \mathfrak{B}_9 = \mathfrak{B}_{10} + w_9 = 24,58;$$

$$\mathfrak{B}_8 = \mathfrak{B}_9 + w_8 = 39,90; \quad \mathfrak{B}_7 = 54,62; \quad \mathfrak{B}_6 = 68,50,$$

$$\mathfrak{B}_5 = 81,30; \quad \mathfrak{B}_4 = 91,78; \quad \mathfrak{B}_3 = 102,18; \quad \mathfrak{B}_2 = 113,60,$$

$$\mathfrak{B}_1 = 90,20 \text{ und wende hierauf die Formel an:}$$

$$M_m = M_{m-1} + \mathfrak{B}_m \lambda.$$

Mit $\lambda = 2,0$ folgt:

$$M_{w1} = 90,20 \cdot 2,0 = 180,40,$$

$$M_{w2} = 180,40 + 113,60 \cdot 2,0 = 407,60,$$

$$M_{w3} = 407,60 + 102,18 \cdot 2,0 = 611,96,$$

$$M_{w4} = 611,96 + 91,78 \cdot 2,0 = 795,50 \text{ u. s. w.}$$

$$M_{w5} = 958,12; \quad M_{w6} = 1095,12; \quad M_{w7} = 1204,36;$$

$$M_{w8} = 1284,16; \quad M_{w9} = 1333,32; \quad M_{w10} = 1351,12.$$

Die Momentencurve M_w' entspricht den fingirten Lasten:

$$w_1' = 2 c_1 + \frac{d^3}{\lambda^3} \frac{f}{\Omega} c_1 + \gamma \Delta c_2$$

$$= 2 \cdot 1,14 + (\sqrt{2})^3 4 \cdot 1,14 + 15 \cdot 0,54 = +23,28,$$

$$w_2' = 2 c_2 - \gamma (\Delta c_2 - \Delta c_3)$$

$$= 2 \cdot 0,60 - 15(0,54 - 0,24) = -3,30,$$

$$w_3' = 2 c_3 - \gamma (\Delta c_3 - \Delta c_4)$$

$$= 2 \cdot 0,36 - 15(0,24 - 0,16) = -0,48,$$

$$w_4' = 2 c_4 = \gamma (\Delta c_4 - \Delta c_5)$$

$$= 2 \cdot 0,20 - 15(0,16 - 0,2^0) = +1,00,$$

$$w_5' = -\gamma \Delta c_5 = -15 \cdot 0,20 = -3,00.$$

Die Ordinaten der vom Knotenpunkt 5 bis zum Auflager B geradlinig verlaufenden Momentencurve M_w'' sind:

$M_{w1}' = 34,56$	$M_{w6}' = 5,94$	$M_{w11}' = 3,82$	$M_{w16}' = 1,70,$
$M_{w2}' = 22,59$	$M_{w7}' = 5,51$	$M_{w12}' = 3,39$	$M_{w17}' = 1,27,$
$M_{w3}' = 17,21$	$M_{w8}' = 5,09$	$M_{w13}' = 2,97$	$M_{w18}' = 0,85,$
$M_{w4}' = 12,78$	$M_{w9}' = 4,66$	$M_{w14}' = 2,54$	$M_{w19}' = 0,42$
$M_{w5}' = 6,36$	$M_{w10}' = 4,24$	$M_{w15}' = 2,12$	

Die Momentencurve M_w'' ist das Spiegelbild der Momentencurve M_w' . Es ist also

$$M_{w1}'' = 0,42; \quad M_{w2}'' = 0,85; \quad M_{w3}'' = 1,27 \text{ u. s. w.}$$

Die Ordinaten der Influenzlinie für H werden

$$H_1 = 0,000743 \cdot 180,40 + 0,000333 (34,56 + 0,42) = 0,146,$$

$$H_2 = 0,000743 \cdot 407,60 + 0,000333 (22,59 + 0,85) = 0,311$$

u. s. w.

$$H_3 = 0,461; \quad H_4 = 0,596; \quad H_5 = 0,715; \quad H_6 = 0,817,$$

$$H_7 = 0,898; \quad H_8 = 0,957; \quad H_9 = 0,993; \quad H_{10} = 1,007.$$

Die Ordinaten der Influenzlinie für H' sind:

$$H_1' = 0,0127 \cdot 34,56 + 0,448 \cdot 0,146 = 0,504,$$

$$H_2' = 0,0127 \cdot 22,59 + 0,448 \cdot 0,311 = 0,426 \text{ u. s. w.}$$

$$H_3' = 0,425; \quad H_4' = 0,429; \quad H_5' = 0,401; \quad H_6' = 0,441,$$

$$H_7' = 0,472; \quad H_8' = 0,493; \quad H_9' = 0,504; \quad H_{10}' = 0,505,$$

$$H_{11}' = 0,493; \quad H_{12}' = 0,472; \quad H_{13}' = 0,440; \quad H_{14}' = 0,398,$$

$$H_{15}' = 0,347; \quad H_{16}' = 0,289; \quad H_{17}' = 0,223; \quad H_{18}' = 0,150,$$

$$H_{19}' = 0,071.$$

*) In Fig. 1 wurde die Momentencurve M_w in 10mal so kleinem Maafsstabe aufgetragen, wie die Momentencurven M_w' und M_w'' .

Die Influenzlinie für den Horizontalschub H'' ist das Spiegelbild der Influenzlinie für H' . Es ist also:

$$H_1'' = 0,071, H_2'' = 0,150, H_3'' = 0,223 \dots \text{u. s. w.}$$

Es möge nun beispielsweise jeder der Knotenpunkte 1 bis 6 mit je 10 tons belastet werden. Dann ist der Horizontalschub für den Bogen CC_1 :

$$H = 10[0,146 + 0,311 + 0,461 + 0,596 + 0,715 + 0,817] = 30,46 \text{ t,}$$

für den Bogen AC :

$$H' = 10[0,504 + 0,426 + 0,425 + 0,429 + 0,401 + 0,441] = 26,26 \text{ t,}$$

für den Bogen LC :

$$H - H' = 30,46 - 26,26 = 4,20 \text{ t,}$$

für den Bogen BC_1 :

$$H'' = 10[0,071 + 0,150 + 0,223 + 0,289 + 0,347 + 0,398] = 14,78 \text{ t,}$$

für den Bogen $L_1 C_1$:

$$H - H'' = 30,46 - 14,78 = 15,68 \text{ t.}$$

Es sind also für den vorliegenden Belastungsfall die Horizontalschübe der Bogenstücke BC_1 und $L_1 C_1$ nahezu gleich groß, dagegen weichen die Horizontalschübe der Bögen AC und LC ganz beträchtlich von einander ab.

Werden nur die Knotenpunkte 1 und 2 mit je 10 t belastet, so folgt:

für den Bogen CC_1 : $H = 4,57 \text{ t,}$

„ „ „ AC : $H' = 9,30 \text{ t,}$

„ „ „ LC : $H - H' = -4,73 \text{ t.}$

Der Bogen LC wird also auf Zug beansprucht.

Diese Rechnungen zeigen allerdings, daß die Annahme gleich großer Horizontalschübe für die beiden Bogenstücke AC und LC bezieh. BC und $C_1 C_1$ anfechtbar ist.

Bezüglich der Bestimmung der Spannkraften in den einzelnen Stäben verweist der Verfasser auf seine im Jahrgange 1883 dieser Zeitschrift veröffentlichte Abhandlung. Alles dort über die Influenzlinien Gesagte kann auch auf das vorliegende System angewendet werden.

§. 7. Einfluß einer Aenderung der Temperatur.

Es bleiben noch die durch eine ungleichmäßige Aenderung des in § 3 angenommenen Temperaturzustandes bedingten Horizontalschübe H , H' und H'' zu berechnen. Bedeutet ganz allgemein für Bogen und Balken und Hängestangen

Ω den Querschnittsinhalt für irgend einen Stab des Systems,

s die Länge dieses Stabes,

t die Aenderung der Temperatur für diesen Stab,

ϵ die Dehnung für $t = 1$,

so hat man nur nöthig, in den für den Zustand $t = 0$ abgeleiteten Gleichungen die Spannkraften R um $\epsilon Et \Omega$ zu vergrößern, und gelangt zu den Bedingungen:*)

*) Ist $t \geq 0$, so muß der Ausdruck $\sum \frac{S^2 s}{E \Omega} + \sum \epsilon t S s$ ein Minimum sein, wobei sich die Zeichen Σ über sämtliche Stäbe des Systems erstrecken. Die erste der drei Gleichungen lautet also $\Sigma \frac{S s}{E \Omega} \frac{\partial S}{\partial H} + \sum \epsilon t s \frac{\partial S}{\partial H} = 0$, und mit $S = R + HT + H' T' + H'' T''$:

$$\Sigma [R + \epsilon t E \Omega + TH + T' H' + T'' H''] \frac{T s}{E \Omega} = 0.$$

Diese Gleichung unterscheidet sich von der für den Zustand $t = 0$ abgeleiteten und nur dadurch, daß $R + \epsilon t E \Omega$ an Stelle von R steht. Man vergleiche die Mittheilung des Verfassers in der Zeitschrift des Archit.- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1884 über den „Satz von der Abgeleiteten der ideellen Formänderungsarbeit.“

$$C_1 H - C_2 (H' + H'') = - \frac{h^2}{\lambda} \Sigma (R + \epsilon Et \Omega) T s \frac{f}{\Omega},$$

$$C_3 H' - C_2 H = - \frac{h^2}{\lambda} \Sigma (R + \epsilon Et \Omega) T' s \frac{f}{\Omega},$$

$$C_3 H'' - C_2 H = - \frac{h^2}{\lambda} \Sigma (R + \epsilon Et \Omega) T'' s \frac{f}{\Omega}.$$

Die auf der rechten Seite dieser Gleichungen stehenden Summen beziehen sich auf sämtliche Stäbe des Trägers; dabei ist für die Glieder des Bogens und für die Hängestangen $R = 0$. Wird nun angenommen, der Träger sei gewichtslos und unbelastet, so ist für sämtliche Stäbe $R = 0$, und es folgen die Bedingungen:

$$C_1 H - C_2 (H' + H'') = - \frac{h^2 f}{\lambda} \epsilon E \Sigma t T s,$$

$$C_3 H' - C_2 H = - \frac{h^2 f}{\lambda} \epsilon E \Sigma t T' s,$$

$$C_3 H'' - C_2 H = - \frac{h^2 f}{\lambda} \epsilon E \Sigma t T'' s.$$

Es wurde hierbei gleiches Material für alle Stäbe vorausgesetzt, also ϵE constant angenommen. Ist der Träger symmetrisch in Bezug auf die Verticale durch die Mitte, so folgt $H' = H''$ und, wenn auch die Aenderung des Temperaturzustandes eine symmetrische ist, $\Sigma t T'' s = \Sigma t T' s$, mithin folgt:

$$C_1 H - 2 C_2 H' = - \frac{h^2 f}{\lambda} \epsilon E \Sigma t T s,$$

$$C_3 H' - C_2 H = - \frac{h^2 f}{\lambda} \epsilon E \Sigma t T s.$$

Diese Gleichungen sollen unter der Annahme aufgelöst werden: es ändere sich die Temperatur sämtlicher Theile des Bogens um denselben Betrag t_1 und die Temperatur sämtlicher Stäbe des Balkens um den Betrag t_2 . Die Hängestangen mögen zu dem Balken gerechnet werden, da sich dann die Rechnung am einfachsten gestaltet. Wählen wir also für den Bogen das Zeichen Σ und für den Balken das Zeichen Σ_1 , so erhalten wir

$$\Sigma t T s = t_1 \Sigma T s + t_2 \Sigma_1 T s.$$

Nun muß für ein constantes t der Werth $\Sigma t T s = 0$ sein, weshalb sich

$$\Sigma T s + \Sigma_1 T s = 0 \text{ und}$$

$$\Sigma t T s = (t_1 - t_2) \Sigma_1 T s$$

ergiebt und analog wird

$$\Sigma t T' s = (t_1 - t_2) \Sigma_1 T' s.$$

Es folgt nun, wegen $T = - \sec \alpha = - \frac{s}{\lambda}$, die über den Bogen $L C S C_1 L_1$ auszudehnende Summe:

$$\Sigma_1 T s = - \sum \frac{L_1 s^2}{L \lambda} = - \frac{2}{\lambda} \sum \frac{s^2}{L}$$

und analog ergiebt sich,

wegen $T' = - \sec \alpha'$ für Bogen $A C$
und $T' = + \sec \alpha$ „ „ „ $L C$,

$$\Sigma_1 T' s = - \frac{1}{\lambda} \left[\sum \frac{C s'^2}{A} - \sum \frac{C s^2}{L} \right],$$

so daß die Gleichungen zur Berechnung von H und H' übergehen in

$$C_1 H - 2 C_2 H' = \frac{h^2}{\lambda^2} \epsilon E f (t_1 - t_2) 2 \sum \frac{s^2}{L},$$

$$C_3 H' - C_2 H = \frac{h^2}{\lambda^2} \epsilon E f (t_1 - t_2) \left(\sum \frac{C s'^2}{A} - \sum \frac{C s^2}{L} \right).$$

Bezogen auf Celsiusgrade, Meter und Tonnen, darf $\varepsilon E = 240$ gesetzt werden.

Für den in Figur 1 dargestellten Träger wurde vorhin gefunden:

$$\sum_L s^2 = 21,36, \quad \sum_C s^2 = 20,59, \quad \text{mithin}$$

$$\sum_L s^2 = 21,36 + 20,59 = 41,95,$$

$$\sum_A s'^2 = 24,19, \quad \frac{h^2}{\lambda^2} = 1,$$

$$C_1 = 1378,21, \quad C_2 = 35,34, \quad C_3 = 78,92,$$

und es folgt daher:

$$1378,21 H - 2 \cdot 35,34 H' = 240 f(t_1 - t_2) \cdot 2 \cdot 41,95$$

$$= 20136 f(t_1 - t_2),$$

$$78,92 H' - 35,34 H = 240 f(t_1 - t_2) (24,19 - 21,36)$$

$$= 679 f(t_1 - t_2).$$

Die Lösungen lauten (vergl. die Ausdrücke für H und H' in § 6):

$$H = 0,000743 \cdot 20136 f(t_1 - t_2)$$

$$+ 0,000333 \cdot 2 \cdot 679 f(t_1 - t_2),$$

$$H' = 0,0127 \cdot 679 f(t_1 - t_2) + 0,448 H;$$

d. i.

$$H = 15,41 f(t_1 - t_2),$$

$$H' = 15,52 f(t_1 - t_2).$$

Es ergibt sich also nahezu $H = H'$, etwa

$$H = H' = 15,5 f(t_1 - t_2),$$

und bei einer Schätzung der Temperaturdifferenz $t_1 - t_2 = 20^\circ$

$$H = H' = 310 f.$$

Hierin ist $f =$ Querschnitt der Balkengurtung. Ist diese beispielsweise $= 200 \text{ qcm} = 0,02 \text{ qm}$, so folgt

$$H = H' = 6,2 \text{ tons.}$$

Der Horizontalschub der Bogenstücke LC und $L_1 C_1$ ist

$$H - H' = 0.$$

§ 8. Schlufsbemerkung.

Es sei noch hervorgehoben, daß das bei der Ferdinandsbrücke zur Ausführung gelangte Trägersystem, welches den Verfasser zu dieser Studie angeregt hat, von dem hier behandelten Systeme insofern abweicht, als in dem Endfelde bei A und bei B (Fig. 3) außer der links- bzw. rechtssteigenden steifen Diagonale noch eine entgegengesetzt

gelegene Zugdiagonale angeordnet wurde und die übrigen Felder zwei sich kreuzende schlaife Diagonalen, Gegendiagonalen, erhielten. Durch diese Anordnung wird die genaue Bestimmung der Primärspannungen recht weitläufig, da vor Berechnung der Unbekannten H , H' und H'' für irgend einen Belastungszustand festzustellen ist, welche der Gegendiagonalen gespannt sind, diese Frage aber ohne Kenntniß der Werthe H , H' , H'' nicht entschieden werden kann. Deshalb ist man gezwungen — falls eine genauere Berechnung der Primärspannungen verlangt wird — zunächst über den Spannungszustand der Diagonalen eine Annahme zu machen und die Resultate nachträglich zu corrigiren. Alle diese Rechnungen werden wesentlich dadurch erschwert, daß für diejenigen Belastungsfälle, welche die Zugdiagonalen der beiden Endfelder spannen, das System ein fünffach statisch unbestimmtes wird, weil diese beiden Zugdiagonalen als überzählige Stäbe hinzutreten. Weiter wurden bei der Ferdinandsbrücke die beiden Stränge, in welche sich der Bogen in der Nähe des Auflagers spaltet, durch Gitterstäbe miteinander verbunden, so daß hier streng genommen die Combination eines Balkens und eines steifen Bogens vorliegt, auf welches die vom Verfasser im „Civilingenieur 1883“*) entwickelten Theorien (mit geringen Aenderungen) anzuwenden wären.

Von einer Berücksichtigung aller dieser ziemlich complicirten Verhältnisse, sowie von der die Rechnung allerdings kaum erschwerenden Einführung verschieden großer Horizontalschübe für die beiden Stränge des gespaltenen Bogens hat man bei der Berechnung der Ferdinandsbrücke abgesehen; es sind auch die dort gewonnenen Resultate für den zwischen den Verticalen C und C_1 (Fig. 3) gelegenen Theil des Trägers genügend zuverlässig, da der Horizontalschub H des Bogens $C_1 C$, bei nahe den Auflagern gelegenen Punkten C und C_1 , von der Art der Ausführung der Bogenpaltung und auch von dem Spannungszustande der Diagonalen nur wenig abhängt.

Hannover 1884. Heinrich F. B. Müller-Breslau.

*) Vergl. Müller-Breslau, Theorie des durch einen Balken verstärkten steifen Bogens, „Civilingenieur“, 1883, Heft I.“

Statistische Nachweisungen,

betreffend die in den Jahren 1871 bis einschl. 1880 vollendeten und abgerechneten Preussischen Staatsbauten.

Im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten aufgestellt von

Endell und **Frommann**
Geheimer Baurath. Regierungs-Baumeister.
(Fortsetzung.)

XIV. Steueramtsgebäude.

Die nachfolgenden Tabellen beziehen sich auf 32 Bauausführungen für die Zwecke von Zoll- und Steuerbehörden. Je nachdem diese Bauten mehr ländlichen oder städtischen Verhältnissen entsprechen, sind dieselben in zwei, äußerlich durch die abweichende Gestaltung des benutzten Formulars gekennzeichnete, Hauptgruppen geordnet, deren erste unter Nr. 1 bis 20 die einfacheren Gebäude, und zwar

Nr. 1 bis 10 nur eingeschossige Bauten,

Nr. 11 bis 20 aber zweigeschossige Bauten umfaßt.

Die zweite Gruppe behandelt 12 Bauausführungen in größeren Städten und beginnt wiederum

unter Nr. 21 mit einem eingeschossigen Bau, auf den

unter Nr. 22 bis 25 zweigeschossige Bauten folgen, während

unter Nr. 26 bis 32 größere dreigeschossige Gebäude den Schlufs bilden.

In Bezug auf die sonstige Anordnung der Tabellen ist zu bemerken, daß die Angabe einer Nutzeinheit für die betreffenden Gebäude nicht thunlich war; an Stelle der hierfür bestimmten Spalte 9 sind zwei andere getreten, in denen die Gesamtkosten der Bauanlagen, welche zumeist aus dem Haupt- bzw. Wohngebäude, Stallgebäude und Nebenanlagen bestehen, sowohl nach dem Anschlage, als nach der Ausführung mitgetheilt werden. Ferner ist der

cubische Inhalt der einzelnen Gebäude insofern abweichend von dem bisher befolgten Grundsatz bestimmt worden, als bei den gar nicht oder nur theilweise unterkellerten Gebäuden

die Höhe des Erdgeschossfußbodens über dem Terrain (Plinthenhöhe) für die nicht unterkellerten Theile mit in Rechnung gestellt worden ist.

Zur Erklärung der Buchstaben und Zahlen in den Grundrifsskizzen diene folgendes Verzeichniß:

- a* = Assistent,
b = Bureau,
c = Kasse (Tresor),
- d* = Dirigent,
e = Expedition,
f = Flur,
- g* = Mädchenkammer,
h = Oberinspector,
i = Kammer,

1	2	3	4	5	6		7			8		9		10		11	
					Bebaute Grundfläche		Höhen des			Cubischer Inhalt	Gesamtkosten nach		Kosten der einzelnen Gebäude				
					im Erdgesch.	davon unterkellert	Kellers bezw. d. Plinthe	Erdgesch. etc.	Drempels		dem Anschlag	der Ausführung	Anschlags-summe	im Ganzen	pro	qm	cbm
Laufende Nummer	Gegenstand und Ort des Baues	Regier. bzw. Landdr.-Bezirk	Zeit d. Ausführung von bis	Grundrifsskizze nebst Legende	qm	qm	m	m	m	cbm	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	
1	Nebenzollamt zu Laugallen	Gumbinnen	77		130,0	—	0,8	3,4	0,8	650,0	13500	13532	—	8903	68,5	13,7	
	Wohnhaus				54,0	—	—	3,0	—	162,0	—	—	—	2512	46,5	15,5	
	Stallgebäude														2117	—	—
2	Pöszeiten	Königsberg	76	<i>genau wie vor.</i>	130,0	32,2 (97,8)	2,6 (0,8)	3,49	0,94	737,9	14798	16172	10107	11071	85,2	15,0	
	Wohnhaus				66,0	—	—	3,2	—	211,2	—	—	3000	3214	48,7	15,2	
	Stallgebäude														1691	1887	—
3	Grenzaufseherwohnung Kaiser Wilhelmskoog	Schleswig	73 74	 <i>unter s = Kartoffelkeller, unter f = Cisterne.</i>	135,0	—	0,5	3,16	—	494,1	13036	13036	—	11250	83,3	22,7	
	Wohnhaus				23,4	—	—	4,2	—	98,3	—	—	—	1170	50,0	11,9	
	Nebengebäude																
4	Nebenzollamt Woyens	Schleswig	79		143,0	16,4 (126,6)	2,0 (0,3)	3,49	0,7	670,0	—	—	14022	14250	99,7	21,3	
	Wohnhaus f. den Zolleinnehmer																
5	Keitum (Sylt)	Schleswig	75		160,0	21,2 (138,8)	2,0 (0,3)	3,49	—	642,2	20490	21364	17700	18300	114,0	28,5	
	Wohnhaus				42,0	—	—	2,88	—	125,2	—	—	2790	3064	73,0	24,5	
	Stallgebäude																
	Hauptzollamtsgebäude Pillau	Königsberg	77 78	<i>enthält 3 Wohnzimmer, Küche, Speisek. u. Treppenflur.</i>	161,8	—	0,3	4,1	1,6	970,8	20850	20470	18744	18364	113,5	18,9	
	Anbau													18114	111,9	18,6	