

## Original-Beiträge.

## Das Königliche Regierungsgebäude zu Königsberg i/Pr.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 1 bis 9 im Atlas. — Schlufs.)

Was die Wasserabführung von dem Grundstück und die Trockenlegung der Kellerräume, sowie die Versorgung des Gebäudes mit Trink- und Wirthschaftswasser betrifft, so haben ebensowohl die Bodenverhältnisse von Königsberg wie die Quantität und Qualität des von der städtischen Wasserleitung gelieferten Wassers nicht unerhebliche Schwierigkeiten bereitet.

Bis auf große Tiefen (30 bis 40 m) besteht nämlich der Boden der oberen Stadt, welcher mit steilem Abhang das Ufer des Pregelthals bildet, aus diluvialen Schluff — Gletscherschlamm —, welcher verschiedentlich, am auffälligsten aber in einer Tiefe von etwa 10 m, von wasserführenden Triebssandschichten durchsetzt wird. Dieser Schluff nun sättigt sich bei Regenwetter vollkommen mit Wasser und giebt dies an alle relativ niedriger gelegene Hohlräume ab. So erklärt sich die auffallende Erscheinung, daß nach jedem Regen aus allen Kellern, auch in den höchstgelegenen Theilen der Stadt, das Wasser durch kleine Handpumpen beseitigt werden muß.

Das Oberpräsidial- und Regierungsgebäude ist deshalb überall mit einer ausreichenden Drainageleitung umgeben worden. Da aber die Erfahrung gelehrt hat, daß dergleichen Drainleitungen durch Einschleimen des Schluffbodens leicht verstopft und unwirksam gemacht werden, so sind in nicht zu großen Entfernungen Einsteigekasten gemauert, und in die Leitungen selbst eiserne, verzinkte Ketten eingelegt worden, welche von Zeit zu Zeit hin- und hergezogen werden, um die eingeschleimten Massen aufzulockern und die Abführung beim Durchspülen zu erleichtern. Um schließlich zu verhindern, daß doch noch Aufschlagwasser aus dem Erdreich durch die Kellerwände in das Innere des Gebäudes eindringt, sind unter Terrain die sämtlichen Außenflächen der Mauern mit einem Rappputz von verlängertem Cementmörtel überzogen worden. Asphaltisolir- und Luftschichten sind selbstverständlich überall gegen die aufsteigende resp. seitlich andringende Feuchtigkeit zur Verwendung gekommen.

Die obenerwähnte, etwa 10 m unter Terrain liegende Triebssandschicht sammelt nun das von der darüber lagernden Schluffschicht abgegebene Wasser und führt dasselbe weiter. Durch dieses Wasser, welches natürlich neben allerhand humosen Beimischungen schädliche Salze und auch Schwefelwasserstoff enthält, wird der größte Theil der Brunnen in der Oberstadt von Königsberg gespeist, und es mußte daher die Aufgabe sein, zur Gewinnung des Trinkwassers für das Regierungsgebäude tiefer liegende Kiesschichten aufzuschließen, welche ein gutes und ausreichendes Trinkwasser liefern. Die Hoffnung auf Erfolg war nicht ausgeschlossen, da ein auf dem inneren Schloßhofe befindlicher, schon von den Ordensrittern angelegter sehr tiefer Brunnen Trinkwasser von ausreichender Qualität und Quantität liefert und gegenwärtig

wohl den dritten Theil der Bevölkerung Königsbergs damit versorgt. — In Folge dessen wurden auf dem Terrain des Regierungsgebäudes mehrere Tiefbohrungen ausgeführt, und ist durch dieselbe in der That die wasserführende Kiesschicht in einer Tiefe von ca. 30 m constatirt. Bei der chemischen Untersuchung stellte sich dieses Wasser als sehr hart und zu Trinkwasser vollkommen gut und brauchbar heraus, seine Zusammensetzung war fast die gleiche, wie diejenige des Schloßbrunnenwassers, übertraf das letztere jedoch noch etwas an Güte.

Dieses Bohrergebnis führte zu der Anlage von zwei Brunnen für das neue Regierungsgebäude. Der eine derselben, ein Flachbrunnen von 10 m Tiefe, dient zur Lieferung des Wassers für den Heizbetrieb, für die Spülung der Pissoirs und die Speisung der Zapf- und Feuerhähne im Gebäude. Mittelst einer, durch Gaskraftmaschine getriebenen Pumpe wird diesem Brunnen das Wasser entnommen, in die auf dem Dachboden befindlichen Reservoirs gehoben und von dort durch ein geeignetes Rohrnetz an die Verwendungsstellen vertheilt. Der andere Brunnen, für die Beschaffung des Trinkwassers bestimmt, ist ein Tiefbrunnen von 30 m Tiefe, der bis zu 10 m Tiefe ein in Cement und Klinkern gemauertes und außen mit Cement geputztes Sammelreservoir mit ausbetonirter Sohle erhalten hat. In Höhe von 1 m über der letzteren beginnend und so einen Fangkessel für auftreibenden Sand und andere Sinkstoffe bildend, ist alsdann bis zur nothwendigen Tiefe von 30 m ein 15 cm weites asphaltirtes Eisenrohr abgesenkt, und durch dasselbe ein ausreichendes Quantum guten Trinkwassers erschlossen worden. Die Hebung des Wassers aus dem Sammelreservoir geschieht mittelst Handbetriebs durch eine combinirte Sauge- und Druckpumpe, die Vertheilung in die einzelnen Zimmer in Flaschen durch Arbeitskräfte.

Für den Betrieb der zu der Oberpräsidialwohnung gehörigen Koch- und Waschküchen erwies sich indessen das aus beiden besprochenen Brunnenanlagen erzielte Wasser als nicht geeignet, einerseits wegen der vorhandenen Beimengungen, andererseits wegen zu großer Härte. Für diese Zwecke soll deshalb eine kleine Sammelcisterne für Regenwasser angelegt und aus dieser der Bedarf in die verschiedenen Küchen direct übergepumpt werden.

Bis vor kurzer Zeit führte eine hölzerne Kastendrumme die Abwässer der höher gelegenen Stadttheile derart durch das Grundstück des Regierungsgebäudes, daß der Mittelbau des letzteren dicht unter der Kellersohle quer von dieser Drumme durchschnitten wurde. Dieselbe schloß weiterhin an eine öffentliche Thonrohrleitung — den Fließcanal — an, dessen Querschnitt jedoch auch gegenwärtig noch, nachdem bereits eine zweite Leitung daneben gelegt worden ist,

sich für die in Königsberg in jedem Sommer niederfallenden wolkenbruchartigen Regengüsse als durchaus unzureichend gezeigt hat. Rückstau des Wassers in die erwähnte Holzdrumme und Ueberschwemmung des Grundstücks des Regierungsgebäudes sowie der Strafe vor demselben waren eine regelmässig wiederkehrende Erscheinung. In Folge dessen ist auf Anregung der Königlichen Regierung und unter Gewährung einer erheblichen Beihilfe zu den Kosten seitens der städtischen Behörden eine hinreichend weite Thonrohrleitung ausgeführt worden, welche, vor dem Regierungsgebäude beginnend, daselbst das Wasser aus den höher gelegenen Stadttheilen sowie auch das Abwasser, das Drainwasser und das directe Aufschlagwasser von dem Regierungs-Grundstücke aufnimmt und dasselbe die Strafe „Mitteltragheim“ entlang in einen seit einigen Jahren bestehenden gröfseren Canalstrang einführt.

Um schliesslich auch allen sonst möglichen Wasseransammlungen vor dem neuen Regierungsgebäude vorzubeugen, soll im kommenden Jahre das Strafsenpflaster daselbst erheblich gehoben werden.

Das Gebäude ist an die städtische Gasleitung angeschlossen worden, jedoch sollen die sämmtlichen Bureaux, obgleich auch sie bis auf die Beleuchtungsgegenstände die volle Gaseinrichtung erhalten, zunächst vorkommenden Falls mit Lampen erleuchtet werden. Für die Sitzungssäle sind einfache Gaskronen, für die Repräsentationsräume und namentlich den Festsaal des Ober-Präsidenten aber entsprechend reichere bestimmt.

Die Sitzungssäle und Räthezimmer, sowie die Arbeitszimmer des Ober-Präsidenten, des Regierungs-Präsidenten und des Verwaltungsgerichts-Directors sollen mit den zugehörigen Botenzimmern mittelst elektrischer Signalleitung verbunden werden.

Von den Nebenanlagen sei noch erwähnt ein zur Wohnung des Ober-Präsidenten gehöriger Pferdestall, welcher, an den nördlichen Gartenflügel des Gebäudes anschliessend, Raum für 4 Pferde, ferner Wagen- und Schlitten-Remise, Futter- und Geschirrkammer und Futterboden, sowie eine kleine Wohnung für den Kutscher enthält.

Mit dem Bau ist am 27. Mai 1872 begonnen worden. Ende 1880 war er vollständig unter Dach gebracht und auf wenige durch die Anlage der Luftheizung verhinderte Wölbearbeiten im Rohbau vollendet. Im laufenden Jahre sind die Arbeiten im Innern in Angriff genommen, und wird das ganze Gebäude voraussichtlich bis zum 1. October cr. fertiggestellt werden.

Das Project zu der Bauanlage wurde von dem Unterzeichneten unter der Leitung des Ober-Baudirectors Herrmann im Ministerium der öffentlichen Arbeiten aufgestellt und dabei, was die Anordnung der Grundrisse angeht, die General-Disposition der Gebäudetheile, insbesondere die Anlage des grossen Vorhofes aus einem von dem Regierungs- und Baurath Hesse bearbeiteten Entwurfe beibehalten. Die Aufstellung und Durchbildung der wesentlichsten Detailzeichnungen erfolgte ebenfalls im Ministerium.

Die Ausführung des Bauwerks wird unter der Oberaufsicht des Regierungs- und Bauraths Hesse durch den Bauinspector Kuttig bewirkt, welchem für die specielle Leitung der Regieungs-Baumeister Bessel-Lorek beigegeben ist.

Die Baukosten sind einschliesslich der inneren Ausstattung und der Nebenbaulichkeiten, der Regulirung des Vorhofes und sonstigen Höfe, der Umwahrungen etc. zu 1 925 000  $\mathcal{M}$ . rot. 480  $\mathcal{M}$ . à qm) veranschlagt. Es stehen jedoch erhebliche Ersparnisse in Aussicht, welche voraussichtlich den Betrag von 100 000  $\mathcal{M}$ . erreichen werden.

Endell.

## Die Märkte von London.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 45 bis 49 im Atlas. Schlufs.)

### Der Fischmarkt Billingsgate.

Da in der Ernährung der Metropole eine hervorragende Stelle der Handel mit Fischen und Schaalthieren von Alters her einnahm, so wurde schon in sehr früher Zeit ein Fischmarkt in der City gegründet. Er bestand jedoch nur aus offenen Schuppen an der Themse zu Billingsgate bis 1846, zu welcher Zeit die Corporation die Erbauung eines geschlossenen Marktes dem Architekten Bunning übertrug, welcher ein sehr stattliches Gebäude an der Themse aufführte.

Das ungeheure Wachstum der Stadt und die Ausdehnung des Handels machten die Vergrößerung und den Umbau dieses Marktes nothwendig, und ertheilte das Parlament hierzu die Genehmigung im Jahre 1872.

Es wurde in Folge dessen zu der früheren Fläche von 200 qm noch ein Terrain von 1900 qm erworben, und nach den Plänen des Architekten Horace Jones ein neuer Fischmarkt erbaut, wie ihm Blatt 48 zeigt.

Die bei der Beschaffenheit des Untergrundes erforderliche tiefe Lage der Fundamente bot Gelegenheit zur Anlage einer 7,30 m tiefen Unterkellerung, welche speciell für den Handel mit Schaalthieren benutzt wird. Dieses Kellergeschofs

hat 2000 qm Fläche, ist mit Spannweiten von 5,50 zu 7,30 m überwölbt, und durch theils offene, theils mit Glas geschlossene runde Oeffnungen im oberen Fußboden der Gewölbe gelüftet und erleuchtet.

Zu dem Keller führen an der südlichen Seite von dem Quai der Themse aus und an der nördlichen von Thamesstreet aus bequeme Treppen und Aufzüge von 3,20 m zu 1,40 m für den Personen- und Waarenverkehr und die Hebung schwerer Fässer und Gefässe.

Den Restaurationen sowohl, wie den 14 Verkaufsständen des Erdgeschosses sind Kellerabtheilungen gegeben. Die Unterkellerung der Arcade an dem Fluß enthält eine Dampfmaschine zum Betriebe der Pumpen und Aufzüge und die Kessel zum Kochen von Fischen und Schaalthieren.

Das Erdgeschofs bietet 3300 qm Fläche, der innere freie Markt mit den Arcaden am Fluß etwa 2500 qm und ist mit Oberlichtdächern mansardeartig überdeckt, die von 18,25 m weit gespannten Gitterbalken getragen werden.

Die Höhe des Raumes ist vom Fußboden bis zur Decke 10 m und bis zum Scheitel der Dächer 13 m.

Eine 9,14 m breite Galerie, der Stockfischmarkt genannt, durchschneidet den Raum von Süd nach Nord und bildet eine Abtheilung für den Handel mit getrockneten und geräucherten Fischen von 400 qm Fläche.

Die Gebäude sind sehr solide mit innerer Wandbekleidung von Granit und glasierten Ziegeln ausgeführt. —

Auf die Anlage der vier vorbeschriebenen Märkte, des Metropolitan, Meat-Market, Poultry and Provision-Market, Fruit and Vegetable-Market und Billingsgate Fish-Market, hat die Corporation der City die Summe von 40 Millionen Mark in 10 Jahren verwendet.

Mit Einschluss der beiden Märkte für den Schlachtviehhandel zu Islington und Deptford beträgt die für Verbesserung der Marktverhältnisse seit 1860 ausgegebene Summe 60 Millionen Mark.

In wahrhaft großartiger und vollkommen zweckmäßiger Weise ist durch diese Schöpfungen für die Ernährung der vier Millionen Menschen, welche nicht säen und nicht erndten, Sorge getragen.

Auf die äußerste Erleichterung der Zufuhren ist vor Allem Bedacht genommen, nicht allein für den ausländischen Schlachtviehmarkt zu Deptford und den Fischmarkt zu Billingsgate, die selbstverständlich an der Themse liegen, um die Transporte direct aus den Seeschiffen aufzunehmen, als besonders für die Engros-Märkte von Smiethfield, durch Anlage des unterirdischen Güterbahnhofs, welcher den Knotenpunkt für den Verkehr der sämtlichen großen in London mündenden Eisenbahnen bildet.

Durch diese ausgezeichnete Einrichtung sind die Markthallen nicht allein mit den entferntesten Productionsgebieten des eigenen Landes in unmittelbare, sondern vermittelt der Häfen auch mit allen auswärtigen Plätzen in engste Verbindung gebracht, so daß ohne Zeitversäumnis mit äußerster Sicherheit und größter Billigkeit die Producte der ausländischen Zufuhr, wie die Erzeugnisse des eignen Landes den Markt der Metropole erreichen.

Indem die Corporation der City den Großhandel in ihren Hallen unter eigener Verwaltung zusammenfaßt und den Detailhandel mit Lebensmitteln, sowie die Errichtung der Detailmärkte der Privatspeculation überläßt, sichert sie sich den entscheidenden Einfluß in allen Fragen der Ernährung ohne Monopolisirung und ohne jede Einmischung in die Handelsgeschäfte selbst, behält den Ueberblick über die regelmäßige Wechselwirkung der Zufuhr und des Verbrauchs, überwacht in bequemer Weise die Beschaffenheit der Waaren und gewinnt die Möglichkeit einfacher Gebührenerhebung ohne Druck auf die Preise.

Wie die Function eines gesunden Körpers vollzieht sich zwanglos und regelmäßig die ungeheure Arbeit der täglichen Ernährung der Riesenstadt. —

Von den übrigen älteren, außerhalb der City liegenden Londoner Marktanlagen ist nur der Covent-Garden- und der Columbia-Markt in baulicher Beziehung erwähnenswerth.

Der Platz des ersteren, auf welchem Blumen, Früchte und Gemüse en gros und en détail gehandelt werden, gehört dem Herzoge von Bedford, der im Jahre 1828 durch den Architekten Fowler eine einfache Halle mit Ständen erbauen ließ, welcher in neuerer Zeit eine zweite in Glas und Eisen construirte Halle für den Engros-Verkauf von Blumen hinzugefügt wurde. Die Baulichkeiten sind ohne

technisches Interesse und genügen schon längst nicht mehr dem außerordentlichen Marktverkehr, welcher sich über den ganzen Platz von Covent-Garden und die umgebende Straße in einer Fläche von 1,5 ha ausgebreitet hat.

Ein größeres, wenn gleich mehr bauliches als geschäftliches Interesse bietet der Columbia-Markt, zu dem der Platz von der durch philanthropische Stiftungen bekannten Wohlthäterin von London, der Baroness Burdett Coutts hergegeben ist, die erst eine Reihe von Wohngebäuden für unbemittelte Volksklassen, dann im Jahre 1864 durch den Architekten Darbishire einen offenen Markt, der von Verkaufsläden umgeben ist, und eine schöne Halle erbauen ließ, um dem armen Bezirk von Bethnalgreen einen billigen Lebensmittelmarkt zu schaffen.

Die mit außerordentlichem Kostenaufwand sehr schön ausgeführte Anlage, s. Bl. 49, besteht aus vier Bauwerken, welche einen quadratischen offenen Marktplatz umgeben.

Die West- und Ostseite wird von Wohngebäuden mit je 6 Verkaufsläden und einer Halle nach der Marktseite begrenzt, zu welcher eine mittlere Einfahrt führt. Die Läden haben im Erdgeschoß Verkaufslocal und Wohnzimmer, im Keller Vorrathsraum und Küche. Die beiden Etagen darüber enthalten kleine, vermietbare Wohnungen, die Eckbauten eine Restauration, das Verwaltungsbureau und die Wohnungen der Marktbeamten.

In den obersten Stockwerken der beiden Thürme über den Thorwegen stehen Wasserbassins und Filteranlagen, welche den Markt und die Wohnungen mit Wasser versorgen.

Die Nordseite wird von der Markthalle eingenommen, welche durch Arcaden und Treppenanlagen verbunden ist mit den östlichen und westlichen Flügeln. Diese Arcaden bilden den Durchgang von dem großen Vorhof an New-Street nach dem inneren Marktplatz.

Die Markthalle, im Style einer englisch gothischen Kirche gebaut, ist 31,6 m lang, 15,25 m breit und 15,25 m hoch. Das Innere wird durch doppelte Pfeilerstellung in 3 Schiffe und je 7 Querabtheilungen getheilt. Die Bündelpfeiler aus polirtem Granit mit Bronzcapitälern und 4fachen bronzenen Gurtungen, 10,6 m hoch, tragen die hölzerne, kreuzgewölbeartig construirte Decke der Halle.

Das Mittelschiff mit etwa 260 qm Fläche ist für den Verkauf von Gemüse auf Tischen oder aus Körben freigelassen; die Seitenschiffe erhalten 24 Stände von 4 m Tiefe, 2 m Breite und 2,50 m Höhe, mit heizbarem Comptoir und allen Einrichtungen für den Verkauf von Fleisch, Fisch und Geflügel.

Die Wände sind mit polirtem, irischem Marmor bekleidet.

Die Galerien über diesen Ständen sind für den Handel mit Wein und Früchten bestimmt und durch schöne Treppen mit der Halle verbunden.

Die Keller enthalten 26 Abtheilungen zur Seite eines 2 m breiten Mittelganges.

Ueber dem Eingange am Marktplatz erhebt sich bis zur Höhe von 35 m ein Glockenthurm.

Der abgeschlossene Platz vor der Markthalle an New-Street von 750 qm Fläche nimmt den Wagenverkehr auf.

Die Bauanlage, welche an der Südseite den Platz umschließt, ist 48,75 m lang und 10,50 m tief und enthält in

der Mitte das Thorhaus mit Marktbureau und Beamtenwohnungen in der zweiten Etage über der breiten Einfahrt, welche durch schöne, schmiedeeiserne Gitterthore geschlossen wird.

Die offenen Hallen zur rechten und linken Seite des Thorhauses bilden zwei Markthallen von 210 qm Fläche ohne Ständeeinrichtung für Gemüseverkauf, denen 16 Kellerabtheilungen als Aufbewahrungsräume dienen.

Der von den vier Gebäudeanlagen eingeschlossene Marktplatz bietet 1300 qm Fläche, welche in rothem und blauem Granit so gepflastert ist, daß der Fußboden 3,50 qm große Abtheilungen für offene Marktstände abzeichnet. Der ganze Platz ist 3,35 m tief als Lagerkeller unterkellert. Die Mitte ziert ein Candelaber und vier Bassins mit Wasser-auslässen.

## Die Deiche am Niederrhein.

(Schluß, mit Zeichnungen auf Blatt 57 bis 59 im Atlas.)

### b. Construction der Deiche.

Die Bann- und Sommerdeiche sind am Niederrhein meist nur aus fettem Lehm und Kleiboden, der sich im Lauf der Jahrhunderte aus dem stetig zugeführten Rheinschlick im Flufsthale in mehr oder weniger mächtigen Schichten abgelagert hat, hergestellt worden, indem man auf weniger gute, mit Sand vermengte Erdarten nur selten angewiesen war. In der Construction der Deiche zeigen sich aber bezüglich ihrer Böschungen, Kronenbreite und Höhe mannigfache Verschiedenheiten, welche theils durch die allmälige Entwicklung der Anlagen nach Maafsgabe des Bedürfnisses und den Bestimmungen der verschiedenen Deichordnungen, theils durch locale Verhältnisse, theils auch durch Rücksichten auf die Beschaffung der Geldmittel veranlaßt worden sind. Immerhin hat sich das Bestreben geltend gemacht, den Bestimmungen der Deichordnungen, namentlich denjenigen des Deich-, Schau-, Graben- und Schleusen-Reglements vom 24. Februar 1767 möglichst zu entsprechen. Der Deichkörper soll danach aus guter fetter Erde hergestellt und diese in der Regel aus dem Vorlande, aus dem Binnenlande aber nur dort entnommen werden, wo es außerhalb bis auf eine Entfernung von 188,31 m (50 Ruthen) an guter Erde mangelt, es soll jedoch in diesem Falle die Ausschachtung wenigstens 11,30 m (3 Ruthen) vom inneren Deichfuß entfernt bleiben, auch behufs Vermeidung nachtheiliger Quellenbildung keine große Tiefe erreichen. Die zum Auftrag zu verwendende Erde ist in einzelnen 0,24 bis 0,31 m (9 bis 12 Zoll) starken, durch Befahren und Stampfen zu comprimirenden Schichten nicht, wie früher, horizontal, sondern von der Strom- nach der Binnenseite zu ansteigend derartig anzuschütten, daß jede Lage nach der Stromseite eine vierfache Anlage erhält. Diese praktische Anordnung verfolgt den Zweck, das Durchquellen des Wassers, falls einzelne Erdschichten im Deichkörper aus einer weniger guten Erde oder gar aus Sand bestehen sollten, zu verhindern oder doch zu erschweren, indem das stromseitige Wasser diese Schichten dann nicht unmittelbar trifft. Ist der Deichkörper auf sandigem Untergrunde zu erbauen, so soll zur Verhütung von Quellwasserbildung ein 2,51 m

Die ganze Markt-Anlage umfaßt 18 vermietbare Wohnungen, 12 große Läden mit Wohnungen, 24 Stände und 273 Plätze zu 3 $\frac{1}{3}$  qm Fläche in der Markthalle, die beiden südlichen Hallen und 400 unbedeckte Stände zu 3 $\frac{1}{2}$  qm auf dem Marktplatz.

Die schönen, durchaus in echten Materialien mit großer Sorgfalt im Styl des 14. Jahrhunderts ausgeführten Gebäude stehen in auffallendem Widerspruch zum Schmutz und der Aermlichkeit des umgebenden Stadttheils.

Wenn der geschäftliche Erfolg nicht ganz den wohlwollenden Absichten der edlen Besitzerin des Marktes entspricht, so sind die Gründe theils in der Lage des Marktes und den ärmlichen Gewohnheiten der Bevölkerung Bethnalgreen's, theils wohl auch in den baulichen Anordnungen zu suchen.

J. Hennicke.

(8 Fuß) breiter Graben bis zum Kleiboden herab ausgehoben und mit diesem wieder angefüllt, demnächst aber hierüber der Deich angelegt werden. Bei sogenannten Anhermungen, worunter nachträgliche Deichverstärkungen mittelst Herstellung flacher Böschungen verstanden werden, ist die Erde nicht von oben hinab zu stürzen, sondern in einzelnen Lagen mit voller Breite des zukünftigen Deichkörpers und seiner Böschungen von unten auf anzuschütten und jede Lage gehörig zu comprimiren.

Für die Comprimirung der einzelnen Erdschichten ist theils eine häufige Verlegung der Karriadielenbahnen, theils das Stampfen mit leichten hölzernen Handrammen vorgeschrieben, sie ist aber meist auch noch durch sogenanntes Festreiten mit Pferden erfolgt, indem letztere systematisch so lange über die Anschüttungen getrieben werden, bis Consistenz der letzteren erreicht ist, wobei denn auch die durch die Huftritte der Pferde erzeugte raue Oberfläche der Anschüttung die innige Verbindung derselben mit der darauf anzubringenden folgenden Schicht begünstigt.

Alle Hecken, Sträucher und Bäume sind mit den Wurzeln aus dem Deichkörper zu entfernen, auch dürfen sie auf den Böschungen nicht angelegt werden, weil sie nicht nur die Berasung und Austrocknung der Deiche behindern und Höhlungen veranlassen, sondern auch zur Vermehrung von Ungeziefer, von Maulwürfen, Mäusen und Kaninchen, im Deichkörper beitragen.

Die Böschungen der Banndeiche sind mit Rasen zu bekleiden oder in Ermangelung desselben schon im Frühjahr mit Grassamen einzusäen, mit Rücksicht auf Wellenschlag aber mit einer äußeren vierfachen und einer inneren dreifachen, bei Verwendung sandiger Erde jedoch mit einer äußeren sechsfachen Anlage zu versehen. Thatsächlich besitzen sie meist nur eine zwei- bis dreifache, bisweilen auch noch geringere Anlage, und lassen erkennen, daß die Ansicht, ob die äußere oder die innere Böschung flacher zu halten sei, vielfach gewechselt hat. Eine für alle Fälle zutreffende Regel wird sich hierbei wohl auch nicht angeben lassen, da die Böschungsanlage sehr wesentlich durch den Wellenschlag, den gefährlichsten Feind der Deiche, bedingt

wird. Dieser tritt aber je nach der Localität nicht nur außerhalb, sondern auch innerhalb des Deiches auf, indem auch das Binnenwasser bei Anschwellungen des Stromes steigt und oft ausgedehnte Wasserbecken bildet, welche, je nach der Windrichtung, nicht minder gefährliche Wellen erzeugen, als der Rheinstrom selbst. Immerhin tritt bei letzterem streckenweise noch der nachtheilige Einfluß der Strömung hinzu, so daß dort die flache Böschung besonders nothwendig ist. Andererseits ist eine solche aber an der inneren Böschung, selbst vom Wellenschlage abgesehen, für den Fall einer Ueberfluthung der Deichkrone so wesentlich, daß man sie vielfach zur Verhütung von Deichdurchbrüchen für nothwendig hält, um durch die flache Böschung den Uebersturz des Wassers zu mäßigen und die Zerstörung und Hinterwaschung des Deiches zu erschweren, oder doch wesentlich zu verzögern.

Rauhwehre finden sich als Befestigung der äußeren Böschung nur bei sogenannten Schaardeichen vor Deichstrecken in der Nähe des anfallenden Stromes und der Wayen, haben übrigens auch den Nachtheil, daß sie die unter ihnen entstehenden Böschungs-Auskolkungen, welche oft gefährliche Dimensionen annehmen können, der Controle entziehen. Wo der Deich hart am Strome liegt, ist durch Anlage von Bühnen auf Verlandung, also auf Bildung von Vorland hingewirkt, oder auch durch massive, meist vom Staate erbaute Deckwerke der äußere Deichfuß gesichert und die Deichböschung durch Pflasterung und Ziegelschutt befestigt, während an der Innenseite dort, wo sich Wayen vorfinden, Faschinendeckwerke von der Wayensohle ab bis zum höchsten Binnenwasserstande hinaufreichen. Da die Schaardeiche stets besonderer Gefahr ausgesetzt sind, haben sie in der Regel eine größere Stärke und Höhe als anderwärts. Dem weiteren Nachtheil der Wayen, Zuleitung des Außenwassers in das Binnenland, wird durch die schon früher erwähnten, entsprechend hoch angelegten Quelldämme, Umwallungen von etwa 1 m Kronenbreite und  $1\frac{1}{2}$  facher Böschungsanlage, begegnet.

Nach den Bestimmungen des Deichreglements sind übrigens die Wayen, wenn irgend thunlich, durch Verlegung der Deiche dem Vorlande zu überweisen.

Die Krone der Banndeiche soll bei Verwendung guter Erde mindestens 3,77 m (12 Fuß) breit sein, an der inneren Seite 0,31 m (1 Fuß) höher liegen und durch besten Boden abgedeckt werden. Vielfach haben die Deichkronen als Communicationswege Verwendung gefunden, sind daher dort entsprechend breiter angelegt und mit Kies befestigt worden. Man ist jedoch, namentlich in den letzten Decennien, bestrebt gewesen, den Verkehr von den Deichen auf andere, zum Theil neugeschaffene Wege zu verlegen, indem sowohl die Geleise der Fuhrwerke, als auch das Betreten durch Personen die Widerstandskraft der Deichkrone verringert und dies namentlich bei etwaigen Ueberfluthungen der letzteren die Entstehung von Durchbrüchen begünstigt. Der Ueberfluthung widerstehen erfahrungsmäßig am besten gut beraste Deichkronen, sie sind daher auch meist berast und werden ebenso wie die Böschungen und angrenzenden Wiesen zur Viehweide benutzt, während bei Deichen anderer Flüsse das Betreten des Deichkörpers durch Vieh streng verboten ist. Am Niederrhein würde ein solches Verbot gar nicht durchführbar sein, weil die einzelnen Weidegrund-

stücke in der Regel vom Binnenlande aus bis an den Strom reichen und dem Weidevieh der Uebergang über die, die Weiden durchschneidenden Deiche gestattet werden muß, zudem hält man aber auch das Betreten der Böschungen und der Krone durch Weidevieh, behufs steter Comprimirung und Düngung dieser Flächen, sowie behufs Beseitigung der Höhlungen der Maulwürfe und Mäuse für sehr vortheilhaft. Thatsächlich sind denn auch die Böschungen und Kronen, obwohl sie keine gleichmäßig geebneten Flächen zeigen, nicht nur gut befestigt, sondern auch mit üppigem Graswuchs bedeckt. Da das Weidevieh nicht gehütet wird, vielmehr vom Frühjahr bis zum Herbst ununterbrochen Tag und Nacht auf den Weiden sich selbst überlassen bleibt, sind die Grenzen der einzelnen Grundstücke durch sogenannte Frechtungen, einfache Umzäunungen von Holzstangen, umzogen, welche ebenfalls die Deiche überschreiten und den Verkehr auf letzteren wesentlich behindern.

Die Höhe der Banndeiche ist nach dem Deichreglement keine constante, die Krone soll die bekannte höchste eisfreie Fluth stets um 0,31 m überragen, bei Eisstopfungen aber durch Aufkaldung — provisorische Errichtung kleiner Erddämme auf den Deichkronen — dem Bedürfnis entsprechend erhöht werden. Der höchste bekannte eisfreie Wasserstand des Rheins war bis zum Jahre 1876 derjenige vom 30. und 31. Januar 1846 mit 7,22 m am Reeser Pegel, am 15. März 1876 trat aber ein solcher von 7,50 m R. P. ein, so daß zur Zeit die Banndeichshöhe nach dem Reglement 7,81 m betragen würde. In Wirklichkeit liegen die Deiche aber viel höher und ihre Höhe ist noch immer keine gleichmäßige. Erst in den letzten Decennien sind correcte Längennivellements der Deichkronen aufgenommen worden, welche ergeben haben, daß die stetig fortgesetzten Deicherhöhungen manche Unregelmäßigkeiten erzeugt haben. Dies erklärt sich wesentlich aus dem bei den Deichverstärkungen bethätigten Bestreben jeder einzelnen Deichschau, vor Allem ihre Banndeichsstrecke möglichst hoch zu halten und dadurch in erster Reihe die eigenen Interessenten gegen Ueberlauf bzw. Durchbruch der Deichsstrecke zu sichern. Diesem Streben folgten aber gar bald auch die benachbarten und gegenüberliegenden Deichschauen, und dies Verfahren wiederholte sich stetig, so daß die meisten Deiche zur Zeit die Höhe von 8,80 m bis 9,10 m a. R. P. besitzen, also nicht, wie das Reglement vorschreibt, 0,31 m, sondern 1,30 bis 1,60 m über dem höchsten eisfreien Wasserstande des Jahres 1876 liegen. Mit derartigen Deicherhöhungen gingen zunächst die niederländischen Deichschauen auf dem rechten Ufer der Waal vor und brachten hierbei ihre Deiche bis zur Höhe von 9,42 m a. R. P.; sodann folgten die oberhalb belegenen preussischen Deichschauen Düffelt, Rindern und Cleverhamm (XX—XXII), und dies führte zu dem Beschluß, die ganze linksseitige Deichlinie von Calcar bis Wyler, sowie die rechtsseitige von unterhalb Wesel bis zur niederländischen Grenze nicht nur entsprechend zu erhöhen, sondern überhaupt in einen normalen Zustand zu versetzen. Schon im Jahre 1860 war ein einheitlicher Normalisierungsplan aufgestellt, höchsten Orts genehmigt, und zu seiner Durchführung die Unterstützung der Deichschauen seitens des Staats durch Ueberweisung unverzinslicher Darlehen in's Werk gesetzt worden. Locale Verhältnisse, die Gestaltung des Flußbetts, die Situation der vorhandenen Deiche und Rücksichten auf zu be-

fürchtende Eisverstopfungen gaben jedoch zu verschiedenen Modificationen der auf 8,80 m (28 Fuß) festgesetzten Normalhöhe Veranlassung, und es resultirten auch aus der an und für sich richtigen, in praxi jedoch auf Schwierigkeit stossenden Forderung, das Längengefälle der Deichkrone nicht gleichmäfsig nach der Länge der Deiche, sondern nach der Länge des Stromes und den Projectionen der Stromkrümmungen entsprechend anzuordnen, sowie auch aus der, durch Stromsohlenveränderung und Wechsel des Gefälles bei verschiedenen Wasserständen entstehenden Variabilität des Wasserspiegels noch mannigfache Modificationen, so dafs eine gleichmäfsige, den Hochfluthen genau entsprechende Höhe der Deiche auch am Niederrhein, ebensowenig wie an anderen Strömen, zur Zeit vorhanden ist. Die grösste Höhe erreichen die linksseitigen Deiche der Deichschau Düffelt mit 9,10 m, während die Höhe der oberhalb belegenden zwischen 8,16 bis 8,80 m a. P. variirt.

Da sich die Stromsohle, wenn auch nur langsam, so doch stetig erhöht und mit ihr auch der Wasserstand stetig steigt, so wird auch die jetzige Normaldeichhöhe zukünftig zweifellos wieder vermehrt werden müssen, und da das in der Höhenlage constant bleibende Binnenland demgemäfs immer mehr seine natürliche Entwässerung verliert, das Binnenwasser aber dem wachsenden Aufsenwasserstande entsprechend ebenfalls stetig steigt, so wird schon die Rücksicht auf Entwässerung der Polder für die Folge entweder zur Anlage von Wasserhebewerken oder aber zur Beseitigung der Banndeiche und Umwandlung derselben in Sommerdeiche führen müssen, wofür indels auch noch andere hier nicht näher zu erörternde Gründe sprechen.

Die Rampen der Banndeiche, sowohl zur Verbindung der Wege des Vor- und Binnenlandes, als auch zur Verbindung dieser Wege mit den auf der Deichkrone theilweise noch vorhandenen Communicationsstrassen dienend, zeigen je nach der Localität verschiedenartige Anordnung. Theils liegen sie parallel zur Längensaxe der Deiche, theils schief- und stumpfwinkelig zu derselben, bald sind sie stromaufwärts, bald auch stromabwärts gerichtet.

Bei einzelnen Deichübergängen sind zur Verminderung der Länge und Höhe der Rampen Deichdurchfahrten, auch Wasserthore genannt, angelegt. Es sind dies, durch Seitenmauern begrenzte Deichlücken, in denen der Scheitel der Ueberführung oft erheblich niedriger liegt, als die Deichkrone. Bei Hochwasser werden sie durch zwei Reihen Dammbalken und dazwischen eingestampften Dünger oder Kleiboden bis zur Deichkrone geschlossen. Auf Blatt 57 ist in Fig. 4 bis 7 eine Wege- und in Fig. 8 bis 10 eine Chaussee-Ueberführung im Xanten-Wardter Banndeich (I) dargestellt. Erstere hat nur 3 m, letztere aber, bei der es sich um die Ueberführung der vom Rhein nach Xanten führenden Chaussee handelt, 14 m Breite. Um diese erhebliche Lücke bei Hochwasser abschliessen zu können, sind die Seitenmauern mit Dammfalzen versehen und diesem entsprechend in den Chausseekörper vier eiserne Rohre von 12 cm innerem Durchmesser und 0,90 m Länge eingelassen, welche für gewöhnlich in der Chausseekrone mit Deckeln verschlossen werden. Bei Hochwasser nehmen dieselben Holzstiele mit Dammfalzen auf und es werden dann nur 8 cm starke Dammbalken mit Dünger oder Kleiboden im Zwischenraum zum Abschlufs der Deichlücke angebracht.

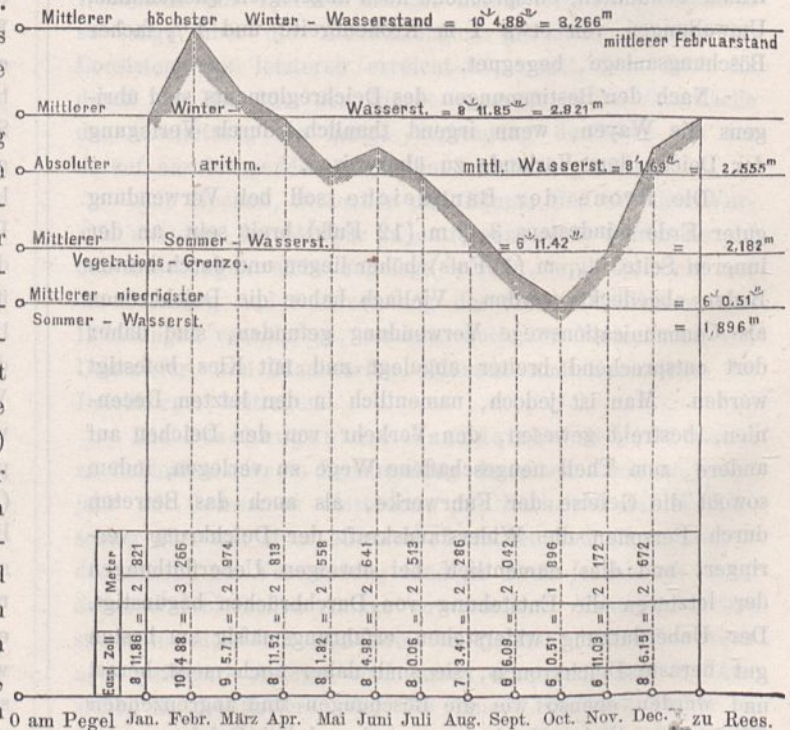
Die Sommerdeiche sind nach dem Clever Deichreglement ebenso wie die Banndeiche herzustellen, unterliegen jedoch bezüglich ihrer Dimensionen und ihrer Höhenlage besonderen, übrigens auch noch nicht durchgeführten Bestimmungen. Die äufseren Böschungen sollen vierfache, die inneren zur gröfseren Widerstandsfähigkeit beim Ueberlauf des Wassers aber sechsfache Anlage erhalten und letztere ist noch dort zu vermehren, wo sich die Sommerdämme auf hochbelegenen Terrains befinden, damit die Deiche hier durch niedrige Lage ihrer Krone als Ueberläufe verwendet werden können. Ihre Kronenbreite ist auf 1,25 m bis auf 2,51 m je nach der Höhe, letztere aber mit Rücksicht auf den Abflufs des Hochwassers, welches durch die Sommerdeiche möglichst wenig behindert werden soll, auf 5,34 m am Pegel, entsprechend dem älteren Pegelmaafs von 4,70 m festgesetzt. Diese Höhe kann aber auch, falls die Sommerdeiche Baustellen oder Wohnungen schützen, bis auf 5 m und, falls sie dem Anfall des Stromes ausgesetzt sind, bis auf 5,65 m a. P., ausnahmsweise sogar bis zur Banndeichhöhe, immer aber nur dann vermehrt werden, wenn für das Hochwasserprofil des Rheines noch eine Breite von 1054,5 m (280 Ruthen) verbleibt.

Zur besseren Orientirung über die Höhenverhältnisse sind nachstehend die Resultate der Pegelbeobachtungen des Rheins an dem für die hier behandelten Deichstrecken maafsgebenden Hauptpegel zu Rees mit der betreffenden Wasserstandcurve mitgetheilt.

Bekanntester höchster Wasserstand am 4. Februar 1850

= 26' 6" = 8,317 m.

Wasserstandcurve des Rheinstromes am Pegel zu Rees für die Jahre 1823 bis incl. 1871.



Bekanntester niedrigster Wasserstand am 2. Decbr. 1864

= 1' 3" = 0,392 m unter 0.

Tabelle der mittleren Monatswasserstände des Rheinstromes am Pegel zu Rees, nach den täglichen Beobachtungen in den 49 Jahren 1823 bis incl. 1871. (Mittel von 588 Monatsmitteln = 17897 Tagesmitteln.)

Monate	Mittlerer Pegelstand auf 0 am Pegel bezogen				Mittlerer Pegelstand auf das absolute Mittel = 8' 1,69'' aus 588 Monatsmitteln bezogen				Bemerkungen.
	unter 0		über 0		unter dem absoluten Mittel		über dem absoluten Mittel		
	Fufs	Zoll	Fufs	Zoll	Fufs	Zoll	Fufs	Zoll	
Januar . . .	—	—	8	11,86	—	—	0	10,17	1. Der höchste Punkt der Curve = 10' 4,88'' Februar-Mittel = mittlerer höchster Winterwasserstand. 2. Der mittlere Winterwasserstand = 8' 11,85''. 3. Der tiefste Punkt der Curve = 6' 0,51'' October-Mittel = mittlerer niedrigster Sommerwasserstand. 4. Der mittlere Sommerwasserstand = 6' 11,42'' = Vegetationsgrenze. 5. Das absolute arithmetische Mittel aller 588 Monatsmittel von 1823 bis incl. 1871 = 8' 1,69''.
Februar . . .	—	—	10	4,88	—	—	2	3,19	
März . . .	—	—	9	5,71	—	—	1	4,02	
April . . .	—	—	8	11,52	—	—	0	9,83	
Mai . . .	—	—	8	1,82	—	—	0	0,13	
Juni . . .	—	—	8	4,98	—	—	0	3,29	
Juli . . .	—	—	8	0,06	0	1,63	—	—	
August . . .	—	—	7	3,41	0	10,28	—	—	
September . . .	—	—	6	6,09	1	7,60	—	—	
October . . .	—	—	6	0,51	2	1,18	—	—	
November . . .	—	—	6	11,03	1	2,66	—	—	
December . . .	—	—	8	6,15	—	—	0	4,46	
			97	8,02	5	11,35	5	11,09	
			: 12 =		: 5		: 7		
			Mittel aller 12 Monate gemittelt =		— 1' 2,27''		0' 10,16''		
			8' 1,69'' = Absolutes Mittel von 49 Jahren.		hierzu + 8' 1,69''		hierzu + 8' 1,69''		

8' 11,85'' mittlerer Wasserstand = Mittel aller mittleren Monatsstände über 8' 1,69''.  
 6' 11,42'' = mittlerer Sommerwasserstand = Mittel aller Monatsstände unter dem absoluten arithmetischen Mittel von 8' 1,69''.

c. Deichdurchbrüche.

Der Zweck der Banndeiche besteht in der Sicherung des Binnenlandes gegen die Gefahren und Nachtheile der Hochfluthen und der Eisgänge. Indefs ist dieser Zweck ebenso wenig von den Banndeichen am Niederrhein, wie an anderen Flüssen stets erreicht, und haben sie also erfahrungsmäßig keine absolute Sicherheit gegen Gefährdung der Niederung geboten. Dies wird auch trotz ihrer jetzigen Höhe und Stärke für die Zukunft nicht anders sein, da Durchbrüche hauptsächlich aus dem Zusammentreffen von Hochfluthen und Orkanen, sowie aus Eisverstopfungen des Strombettes, also aus zeitweise eintretenden, ganz unabwendbaren Veranlassungen resultiren, und diese nur in Bezug auf die Gestaltung des Strombettes entsprechend gemildert werden können. Die in sinkstoffführenden Flüssen, wie der Niederrhein, vorhandenen abgelagerten Sinkstoffbänke, welche die Eisstopfungen begünstigen, oft sogar direct verursachen, lassen sich nicht beseitigen; man wird nur durch rationelle Regulirung des Flußbettes und Herstellung regelmäßiger Abflußprofile für alle Wasserstände die Gefahr der Eisstopfungen und der hierdurch erzeugten Deichdurchbrüche vermindern können, ein Zustand, der jedoch in absehbarer Zukunft gar nicht zu erwarten ist. Zur Zeit wechseln die Hochwasserprofile noch vielfach, überall aber, wo der Strom aus einem engen Profil plötzlich in ein weites tritt, seine Wassermassen also dann ausbreitet und deren Tiefe und Geschwindigkeit mälsigt, finden, wie auch die Erfahrungen am Niederrhein bestätigen, die in ihrer Bewegung verzögerten Eisschollen Gelegenheit, sich auf den Untiefen festzusetzen, den neu zugeführten aber den Weg zu versperren und ein Ueber-, Unter- und Nebeneinanderschoben derselben zu veranlassen. Dies setzt sich dann oft in solchem Umfange fort, daß die Hochwassermasse nicht mehr das erforderliche Abflußprofil findet und nun oberhalb der Eisstopfung so lange anstaut, bis sie in Folge des größeren

Wasserdruckes entweder die Eisstopfung und mit ihr die Gefahr beseitigt, oder aber die Banndeiche überfluthet und die Deiche durchbricht, um als verheerender Strom in das Binnenland zu stürzen und dort unberechenbare Beschädigungen anzurichten. Auf diese Weise sind auch am Niederrhein zahlreiche Eisverstopfungen entstanden, so beispielsweise wiederholt auf der Strecke der Deichschau Vynen-Obermörmt bezw. Reh und Renn (III und XXXV). Letztere haben dann gewöhnlich in der oberhalb belegenen Deichstrecke Xanten-Wardt Deichdurchbrüche veranlaßt. So durchbrach der Deich dort beim Eisgange am 2. und 3. März 1855 an vier verschiedenen Stellen, indem das durch die Eisstopfung angestaute Wasser sehr bald die Deichkrone erreichte, sie sodann überfluthete und schließlich auf einzelnen Strecken um 0,60 m überragte. Dieser Zustand soll mehrere Stunden angedauert haben, wobei nach Angabe von Augenzeugen alle Deichstrecken mit be-rasteten Kronen und inneren Böschungen von 3- bis 4facher Anlage erfolgreich Widerstand leisteten, steilere innere Böschungen aber vom überstürzenden Wasser abgewaschen und zerstört wurden, in Folge dessen denn auch der übrige Deichkörper hier bald nachstürzte und völlig durchbrach. Ein derartiger Durchbruch, unweit der Beek bei Xanten, ist in Fig. 1 bis 3 Blatt 57 dargestellt, auch der später neu hergestellte Deich in punktirten Linien eingetragen. Es ergiebt sich hieraus, daß an der Durchbruchsstelle umfangreiche Terrainauskolkungen, stellenweise bis zu 18,8 m Tiefe, entstanden sind, die zum Theil noch heute bestehen, da man sie bei Wiederherstellung des Deiches dem Binnenlande überlassen und nicht wieder ausgefüllt hat.

2. Ent- und Bewässerungsanlagen.

Sämmtliche in den Bann- und Sommerdeichen vorhandenen, der Ent- und Bewässerung dienenden Siele werden am Niederrhein Schleusen genannt. Soweit diese zur Zeit

in den Banndeichen liegen, dienen sie ausschließlich zur Entwässerung des Binnenlandes, und es gehört hierzu auch die Kammerschleuse des schiffbaren Spoy-Canals bei Brienen, da auch diese das Binnenwasser abführt. In den Sommerdeichen sind dagegen neben Entwässerungs- oder Ausflussschleusen auch Bewässerungs- oder Einlaufschleusen vorhanden, außerdem erfolgt die Bewässerung der Sommerpolder noch durch Ueberläufe.

#### a. Entwässerungsschleusen.

Dieselben vermögen nur in denjenigen Zeiten zu functioniren, in denen der Rheinwasserstand niedriger liegt, als der Binnenwasserstand. Theils sind sie an den Aufsenhäuptern mit Stemmthoren, theils auch nur mit einfachen Holzthüren versehen, welche sich bei höherem Aufsenwasser selbstthätig schliessen und dann sowohl den Eintritt desselben in das Binnenland, als auch die Entwässerung des letzteren verhindern. In Folge der sich in dieser Zeit durch atmosphärische Niederschläge sowohl, als durch Quellungen im Binnenlande bildenden, keinen Abflufs findenden Wassermassen hebt sich der Binnenwasserstand zeitweise bis zur nachtheiligen Ueberfluthung der Polder, ein Zustand, der oft Monate lang anhält und erst durch den sinkenden Aufsenwasserstand, bei dem sich die Schleusenthore wieder selbstthätig öffnen und dann der Abflufs des Binnenwassers durch die Schleusen erfolgt, geändert wird. Die Abflufsmenge des Binnenwassers entspricht jedesmal der Höhe des Aufsenwasserstandes und der lichten Weite der Schleuse. Berechnungen der Gröfse des Durchflufsprofils der Schleusen sind wahrscheinlich nicht angestellt worden, hätten auch nur wenig nützen können, da bei dem sehr verschiedenartigen Sinken des Rheinwasserstandes der Abflufsprofilinhalt sehr variabel ist und daher der für eine etwaige Berechnung zu Grunde gelegte Hauptfactor nur selten in der Wirklichkeit zutrifft. Bei Umbauten der Schleusen folgt man denn auch heute noch den in früheren Zeiten empirisch angenommenen lichten Weiten der Schleusen, legt indessen die Drempeel meist tiefer, als früher an. Letztere sollen nach dem Clever Deichreglement eine Tiefenlage von mindestens  $0,31$  m unter der Sohle der betreffenden Hauptentwässerungs-Gräben erhalten. Aufser diesen Hauptgräben, welche von der ganzen Schau angelegt und zu unterhalten sind, daher auch Schaugräben genannt werden, bestehen noch zahlreiche Nebengräben, deren Anlage und Unterhaltung den einzelnen Grundbesitzern obliegt, denen es freisteht, auf ihrem Grund und Boden soviel reglementsmäßige Gräben zu ziehen und diese in die Haupt- oder Nebengräben zu leiten, als zur Entwässerung ihrer Grundstücke ihnen zweckmässig erscheint, doch dürfen hierdurch Nachbargrundstücke nicht geschädigt werden.

Von den in den Banndeichen des rechten Ufers vorhandenen Entwässerungs- oder Ausflussschleusen sind auf Blatt 57, Fig. 11 bis 15 und Blatt 59, Fig. 1 bis 3 zwei der gröfseren und zwar diejenigen der Deichschauen Niederhetter (XXXIII) und Haffen (XXXVI) dargestellt. Beide Schleusen, massiv aus Ziegeln erbaut, besitzen Stemmthore, welche aufser an den Drempeeln, auch noch oben an die, in Scheitelhöhe der Gewölbe eingelassenen und der Lage der Drempeel entsprechenden Hausteine anschlagen. Bei der Niederhetter, der sogenannten Löwenberger Schleuse, sind zum Ein- und Ausbringen der relativ langen und schweren

Dambalken Windevorrichtungen angebracht, bei der Haffen'schen Schleuse bedurfte es derselben nicht, da hier die Dambalken nur  $2,50$  m Länge messen. Das Nähere erhellt aus den Zeichnungen.

Auf dem linken Ufer ist das bedeutendste Bauwerk die, den Banndeich der Deichschau Cleverhamm (XX) durchziehende, zum Spoy-Canal gehörige Kammerschleuse, die sogenannte Spoy-Schleuse bei Brienen (cfr. die Zeichnungen auf Blatt 58). Schon in alter Zeit bildete hier ein Wasserlauf als Spoy-Graben die Schifffahrtsverbindung zwischen dem Rhein und der Residenz der Herzöge von Cleve, und es bestand auch schon lange bei Brienen eine Schifffahrtschleuse, welche gleichzeitig mit dem Ausbau des Spoy-Canals in den Jahren 1844 bis 1847 durch die jetzt vorhandene massive Kammerschleuse mit Drehbrücke ersetzt worden ist.

Gespeist wird der Canal durch die auf den Höhen bei Cleve entspringenden Quellen, deren Wassermassen sonach durch die Spoy-Schleuse nach dem Rhein bei entsprechenden Wasserständen desselben abgeführt werden. Bei Ueberfluthung des Binnenlandes, welche zeitweise sowohl durch atmosphärische Niederschläge als auch durch Quellwasser vom Rhein aus erzeugt wird, dient die Spoy-Schleuse ebenfalls, soweit es der Aufsenwasserstand gestattet, zur Entwässerung des Polders.

Die Schleuse mußte, abweichend von den gewöhnlichen Kammerschleusen, mit vier Thorpaaren versehen werden, da der höhere Wasserstand bald im Ober-, bald auch im Unter-Canal liegt. Das stromseitig im Unterhaupt vorhandene Fluththorpaar schützt die Deichschau gegen das Eindringen der höchsten Rheinfluthen, während die drei übrigen Thorpaare nur demjenigen Binnenwasserstande des Canals entsprechen, bei welchem die Schiffahrt und das Durchschleusen aufhört. Dieser Wasserstand liegt  $0,30$  m unter der Oberkante der Schleusenmauern. Die Länge der Schleusenkammer beträgt  $43$  m, die Breite  $7$  m, die inneren Thorpaare sind  $5$  m, die Fluththore  $9$  m hoch und sämmtlich aus Holz construiert. Das Oeffnen derselben erfolgt durch gerade Zahnstangen und Vorgelege.

Zwischen den beiden Thorpaaren des Aufsen- oder Fluthhaupts überschreitet der hier auf der Deichkrone befindliche Leinpfad den Canal in Höhe des Banndeiches mittelst einer  $3$  m breiten Drehbrücke aus Holz construiert, welche (Blatt 58) bei einer lichten Weite von  $7$  m aus zwei einarmigen Drehbrücken besteht, deren längere Arme  $3,8$  m, deren kürzere aber  $3,3$  m Länge messen. Jede Drehbrücke ruht auf einem Centralzapfen und zwei Laufträgern, wobei das gröfsere derselben als Triebrad zum Ausschwenken dient und mittelst Vorgelege nach den mitgetheilten Detailzeichnungen, aus denen auch die sonstigen Constructionen erhellen, bewegt wird. Die Brücke hat sich in allen Theilen gut bewährt.

Wie in den Banndeichen, so sind auch in den Sommerdeichen zahlreiche kleinere Entwässerungsschleusen vorhanden, deren gebräuchlichste Constructionen aus den Zeichnungen auf Blatt 59 Fig. 4 bis 12 hervorgehen. Bei durchweg massiver Anlage sind sie meist gewölbt, in den Sommerdeichen jedoch auch nur mit hölzernen, leicht entfernbaren Laufbrücken versehen, theils haben sie Stemmthore, theils auch nur einfache Thüren, welche in der Regel an einen,



im Mauerwerk des Aufsenhauptes eingelassenen Holz- oder Steinrahmen anschlagen. Eine künstliche Fundamentirung findet sich bei den kleineren Sommerdeichschleusen nur selten vor, kann auch entbehrt werden, da bei der Bodenbeschaffenheit und dem allmäligen Abflufs des Binnenwassers eine Unterspülung nicht zu erwarten steht.

#### b. Bewässerungsschleusen.

In neuerer Zeit sind in den Sommerdeichen auch mehrfach Bewässerungs- oder Einlafschleusen angelegt worden, nachdem man sich überzeugt hat, daß die Zuleitung von fettem Rheinwasser in die Sommerpolder zur Zeit der tiefer als die Deichkrone liegenden Wasserstände während des Winters von großem Vortheil ist. Wo derartige Bewässerungsschleusen noch nicht bestehen — ihre Zahl nimmt aber stetig zu —, laufen die Polder erst nach Ueberfluthung der Deiche ein. Damit nun diese hierbei keine Beschädigung erleiden, ist in der Regel eine Deichstrecke etwas niedriger angelegt und dieselbe mit sehr flachen inneren Böschungen versehen. Derartige Deichstrecken, welche man Ueberläufe nennt, befinden sich gewöhnlich auf hoch belegenen natürlichen Terrainerhebungen, wo es denn nur mäfsig hoher Deiche bedarf; oft bildet auch die natürliche Terrainhöhe selbst den Ueberlauf, und es besteht der Zweck desselben aufer in der Bewässerung des Polders auch noch darin, durch Herbeiführung eines höheren Binnenwasserstandes die Deiche dem einseitigen Druck des sonst höheren Aufsenwassers zu entziehen und sie dadurch vor Beschädigungen und Durchbrüchen zu schützen. Immerhin aber liegen auch diese Ueberläufe noch so hoch, daß sie gegen gewöhnliche Sommerfluthen Schutz gewähren, und dies hat den Nachtheil, daß eine Ueberfluthung der Sommerpolder mit fettem Rheinwasser in manchen Jahren bei niedrigen Winterwasserständen gar nicht oder wenigstens nicht im gewünschten, zur Bewässerung nothwendigen Grade erfolgt. Diesem Uebelstande sollen die Bewässerungsschleusen begegnen, indem sie den Einlauf auch bei weniger hohen Wasserständen ermöglichen, hierdurch aber nicht nur eine häufigere, sondern wegen der Zufuhr gröfserer Schlickmassen auch eine wirkungsvollere Bewässerung gestatten. Die einfachste Construction der Bewässerungsschleusen zeigt Fig. 13 bis 15 auf Blatt 59. Während des Winters, gewöhnlich von November bis März, ist die Schleuse geöffnet, in der übrigen Zeit durch doppelte Dammbalken mit dazwischen eingebrachter Erde geschlossen, sie wird aber nöthigenfalls auch zur schnelleren Entwässerung des Polders mitverwendet.

Eine gröfsere, vom Verfasser ausgeführte Entwässerungsschleuse besteht nach den Zeichnungen Fig. 16 bis 22 auf Blatt 59 aus drei gewölbten, 1 m breiten und 1,5 m hohen Durchflußöffnungen, welche mit Schützen versehen sind und bei allen, von der Sohle bis zur Deichkrone reichenden Rhein-Wasserständen beliebig geöffnet und geschlossen werden können. Die Schützen haben, wie in den Detailzeichnungen der Figuren 19 bis 22 dargestellt ist, Zahnstangen erhalten und diese greifen in die Zahnräder der, auf der Schleuse placirten Winden ein. Die Drehung der letzteren erfolgt durch eingesetzte Hebel, zwar langsam aber sicher.

Endlich ist in den Figuren 23 bis 25 auf Blatt 59 noch eine Schleuse, deren Anlage erst im Jahre 1879 im Sommer-

deich der Grietherbusch-Praester Deichschau (XXXXVII) begonnen wurde, mitgetheilt, welche sowohl zur Ent- als auch zur Bewässerung dient und einer solideren Fundamentirung bedarf, weil sich, wegen der aus Sparsamkeitsrücksichten möglichst gering bemessenen lichten Weite der Schleuse zeitweise, und zwar bald an der Strom-, bald an der Binnenseite, ein erheblicher Stau am Bauwerk bilden kann und dieser dann ein starkes Durchströmen und Ueberfallen veranlaßt. Wird nämlich die Schleuse zur Bewässerung benutzt, wobei die geöffneten Stemthore in den Thornischen durch Ketten befestigt werden, so vermag bei schnellem Wachsen des Rheinwasserstandes die Schleuse die zur Füllung des Polders erforderliche Wassermasse nicht entsprechend schnell, sondern nur allmähig zuzuführen, so daß der Wasserstand im Polder eine Zeit lang niedriger steht als das Aufsenwasser, während bei der Entwässerung, falls diese mit schnell fallendem Rheinwasser zusammentrifft, das Durchflußprofil zum Abflufs ebenfalls nicht ausreicht, somit also auf der Binnenseite einen Stau erzeugt. Bei solider Construction der Schleusen erwächst aus der Verzögerung des Zu- und Abflusses kein Nachtheil, da es auf die, zur Angleichung des Staues erforderliche, relativ geringe Zeit nicht ankommt.

Die zuletzt erwähnte Schleuse ist vom Baumeister Grofsbodd, die in Fig. 16 bis 22 auf Blatt 59 vom Kreisbaumeister von Perbandt und die auf Blatt 58 vom Wasserbaumeister Böhm entworfen, während die Aufstellung der Projecte zu den übrigen mitgetheilten Bauwerken und ihre Ausführung durch die, seit Beginn dieses Jahrhunderts bis in die Neuzeit hinein als Ober-Deich-Inspectoren in Function gewesenen Wasserbau-Inspectoren erfolgt ist.

### III. Unterhaltung der Deichanlagen.

Zu den wesentlichsten Aufgaben der Deichverwaltungsorgane gehört die sorgfältige Unterhaltung der Deichanlagen, da hiervon hauptsächlich der Bestand und die Wirksamkeit der Werke abhängt und Vernachlässigungen in dieser Beziehung die nachtheiligsten Folgen veranlassen können. Genügt doch oft eine einzige mangelhafte Stelle im Deiche zur Ausbildung eines Durchbruchs. Das Clever Deichreglement giebt daher auch für die Unterhaltungsarbeiten die bündigsten Vorschriften. Alljährlich zweimal, und zwar im Frühjahr und Herbst, sind sämtliche Deichanlagen vom Deichstuhl unter Leitung des Ober-Deichinspectors zu bereisen und in allen Theilen eingehend zu besichtigen, über den Befund aber Protocolle aufzunehmen. Demgemäfs gelangen in der Regel bei der Frühjahrs-Deichschau, im April oder Mai, die erforderlichen Reparaturen an den Deichen, Rampen, Schleusen, Durchlässen, Brücken und Gräben zur Aufnahme und demnächstigen Veranschlagung, sodann wird auf den bald darauf folgenden, für jede Schau besonders abzuhaltenden Erbentagen von sämtlichen Beerbten über die Ausführung und alles zur Sache gehörige Weitere berathen und Beschluß gefast, demnächst die Ausführung im Wege des öffentlichen Licitations-Verfahrens in Entreprise ausgegeben oder auch im Tagelohn bewirkt, und schliefslich bei der Herbstdeichschau im September oder October das Ausgeführte einer Revision und Abnahme unterzogen.

Bei diesen Bereisungen handelt es sich auch noch um Schlichtung der stets zahlreich vorliegenden Streitigkeiten unter den einzelnen Beerbten und den verschiedenen Deich-

schaun über ungehörige, oder nicht rechtzeitig oder auch gar nicht erfolgte Reinigung der Entwässerungsgräben, über Behinderung der Vorfluth, unzeitiges Ziehen der Schleusenschützen, unerlaubtes Erhöhen oder Erniedrigen einzelner Deichstrecken, mangelhafte Unterhaltung der Schleusen und Deiche, reglementswidriges Bepflanzen der Deichböschungen, Anlage von Gruben oder Gräben in deren Nähe etc. Hieraus ergibt sich, daß die einzelnen Beerbten sowohl, als auch die verschiedenen Deichschauern sich gegenseitig scharf controliren, und es ist dies in der That ein wirksames Mittel zur guten Unterhaltung der Deiche. Dasselbe ist aber auch von den reglementsmäßigen Deichbereisungen zu sagen, welche außerdem noch, obwohl sie bei dem erheblichen Umfang der Anlagen jedesmal eine Zeit von vielen Wochen in Anspruch nehmen, zur Aufrechterhaltung und Durchführung der Bestimmungen eine nothwendige und zweckmäßige Anordnung bilden.

In früheren Zeiten wurde die Unterhaltung der Deichanlagen auf Grund der Deichordnung vom Jahre 1575 von den einzelnen Beerbten besorgt, indem einem jeden derselben eine, der Größe seines geschützten Besitzthums entsprechende Deichstrecke überwiesen war. Mancher Beerbte hatte in Folge dessen aber oft verschiedene, getrennt von einander liegende Strecken zu unterhalten und lag mit seinen, ebenfalls örtlich getrennten Grundstücken vielfach sehr entfernt vom Deich, so daß ihm die Unterhaltung nicht nur kostspielig, sondern auch sehr beschwerlich wurde. Die hieraus entstehenden Ungleichheiten in der Behandlung der Unterhaltungsarbeiten und die verschiedenartigen Leistungen waren aber den Deichen nicht von Nutzen. Diesen Zustand beseitigte demnächst die jetzt noch gültige Deichordnung von 1767, indem sie die Unterhaltungspflicht innerhalb jeder Deichschau der Gesammtheit der Beerbten auferlegte, welche letzteren seit jener Zeit den Deichstuhl mit der Ausführung auf Kosten der Gesammtheit betraut haben. Die specielle Aufsicht führen hierbei die Heimräthe, deren jeder eine gewisse Deichstrecke unter Oberaufsicht des Deichgräfen zu controliren hat.

Eine besondere Sorgfalt verlangt das Deichreglement während der Zeit der Hochfluthen und Eisgänge des Rheins.

### Neuere Beobachtungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers.

Da die Beziehung zwischen dem Gefälle und der Tiefe zur Geschwindigkeit des Wassers in Strömen und Canälen noch keineswegs mit Sicherheit festgestellt ist, hat in neuester Zeit der Captain Allan Cunningham, erster Assistent des Thomason-College der Civilingenieure in Roorkee (Ostindien) hierüber sehr ausgedehnte Messungen ausgeführt und veröffentlicht. Indem derselbe diese mir mittheilte, sprach er zugleich den Wunsch aus, daß auch die deutschen Ingenieure hierauf aufmerksam gemacht werden möchten. Ich fühle mich dazu um so mehr verpflichtet, als diese Beobachtungen nicht nur viel zahlreicher sind als alle früheren, sondern auch so vollständig mitgetheilt werden, daß man sie ins Detail verfolgen kann. Der Verfasser hat auch, wie er sagt, auf das strengste den wichtigen Grundsatz befolgt, keine Messung als ungültig anzusehn, die nicht

Sobald dieser die Höhe von 5,65 m (= 5 m älteres Pegelmaafs) am Reeser Pegel erreicht, sowie auch jedesmal dann, wenn der Eisgang bevorsteht, hat der Deichgräf mit den Heimräthen bis nach überwundener Gefahr die Deiche Tag und Nacht zu bewachen, auch alle erforderlichen Anordnungen zu treffen, zu deren Durchführung die erforderlichen Mannschaften zu requiriren und rechtzeitig auf den Depotplätzen und den besonders gefährdet erscheinenden Stellen Deichschutzmaterialien — Faschinen, Stroh und Pfähle — aufstellen zu lassen. In Nothfällen können die Deichschutzmaterialien überall, wo sie sich finden, gegen Entschädigung genommen werden, „wenn auch“, wie es im Deichreglement heißt, „die Sparren von den Dächern abgegraben werden müßten.“

Während der Dauer der Hochfluthen und Eisgänge erhalten die Deichgräfen seit den letzten Decennien täglich Wasserstandsnotizen, welche nach einer speciellen Verordnung der Königlichen Regierung zu Düsseldorf zu übermitteln sind, und zwar gehen die in Cöln über die dortigen Wasserstände aufgegebenen Depeschen zunächst den betreffenden Wasser-Bauinspectoren zu Düsseldorf und Wesel zu, werden von diesen sofort an die Landräthe und Bürgermeister expedirt und von dort aus den Deichgräfen zugestellt.

Hauptgegenstand der Deichbewachung und der Deichschutzarbeiten ist es, rechtzeitig den Wirkungen des Wellenschlages entgegenzutreten und Durchquellungen, sowie Senkungen der Deiche abzuwenden, eintretenden Falls aber sie zu beseitigen. Gegen den Wellenschlag und zur Verhütung größerer Abspülungen sollen Stroh- und Faschinen-Wiepen an die, den Wellen ausgesetzten Deichböschungen angebracht und durch Pfähle befestigt, Quellungen durch Nachgrabung und Verstopfung mit Stroh, Erde und Pfählen oder auch durch Beschwerung mit Erdmaterialien, Senkungen aber durch Faschinen, Stroh und Erde möglichst unschädlich gemacht werden. Endlich sind bei sehr hohen, aus Eisstopfungen resultirenden Wasserständen Kahden behufs Erhöhung der Deiche zu errichten und sämmtliche Deichvertheidigungsarbeiten durch den Ober-Deichinspector zu leiten.

Berlin 1880.

J. Schlichting.

schon bei der Ausführung als solche, oder als zweifelhaft bezeichnet war. Er hat sonach keine derselben wegen Mangel an Uebereinstimmung mit den übrigen unterdrückt. Daß die Resultate hierdurch in hohem Grade an Sicherheit gewinnen, ist an sich klar.

Aus der Beschreibung<sup>1)</sup> ergibt sich, daß die Beobachtungen auf Kosten des Thomason-College mit Unterstützung der englischen Regierung in der Zeit vom December 1874 bis April 1879 ausgeführt wurden, und dabei vielfach untern Officiere zu Hilfsleistungen commandirt waren.

1) Roorkee hydraulic experiments by Capt. Allan Cunningham R. E. Roorkee 1881. — Vol. I (Text) enthält die allgemeine Beschreibung des ganzen Unternehmens, Vol. II (Tables) die specielle Mittheilung der Messungen und Vol. III (Plates) Situationen, wie Längen- und Querprofile u. dgl. in einfachen Linien dargestellt.

Indem Cunningham die Bewegungen des strömenden Wassers möglichst verfolgen wollte, stellte er mit verschiedenen Apparaten zahlreiche Geschwindigkeits-Messungen an, und versuchte auch, das Gesetz der Aenderung der Geschwindigkeit in verschiedenen Tiefen daraus herzuleiten. Besonders wichtig erscheinen aber die Beobachtungen, welche sich auf die Lösung der Eingangs erwähnten Aufgabe beziehen, die für die Hydrotechnik von der höchsten Bedeutung ist, und mit der besonders in neuerer Zeit die Ingenieure sich oft beschäftigt haben. Beim gegenwärtigen Stande der Hydraulik ist es gewiß unmöglich, durch wissenschaftliche Betrachtungen das betreffende Gesetz darzustellen, insofern die innern Bewegungen der Masse, durch die verschiedensten Umstände veranlaßt, zwar sehr auffallend sich zu erkennen geben, aber in Betreff ihrer Wirkungen, also namentlich auf Verminderung der lebendigen Kraft, jeder nähern Untersuchung sich entziehn. Bei allen Geschwindigkeitsmessungen, und vorzugsweise in stärkerer Strömung, bemerkt man, wie an derselben Stelle, also in demselben Punkt eines Querprofils, die Geschwindigkeit bald größer und bald geringer wird. Auch die Richtung der Bewegung verändert sich fortwährend, wie schon verschiedene hinter einander schwimmende Körper bei sorgfältiger Betrachtung erkennen lassen. Noch auffallender ist es aber, daß der Wasserspiegel nicht dauernd in gleicher Höhe bleibt, sondern in kurzen Perioden abwechselnd sich hebt und senkt. Auf diese Umstände macht der Verfasser aufmerksam, und ich kann seine Angaben nur bestätigen, indem ich noch hinzufüge, daß ich einst an der Mosel, und zwar an einer Stelle, wo dieselbe durch Buhnen stark eingeschränkt war und mit ungewöhnlicher Heftigkeit strömte, den Wasserspiegel in der Periode von 1 bis 2 Minuten sogar um 3 Zoll ansteigen und wieder sinken sah.

Es ergibt sich hieraus, daß man auch nicht erwarten darf, aus Beobachtungen das Gesetz über die gleichförmige Bewegung des Wassers in Strömen so sicher herzuleiten, daß es sich an jede sorgfältige Messung scharf anschließt. Nichts destoweniger wiederholt sich im Wasserbau und selbst bei Landesculturen fortwährend die Frage, welches Profil man einem Stromarm, oder einem Durchstich, oder einem größeren oder kleineren Entwässerungscanal geben soll, damit derselbe, ohne einen nachtheiligen Aufstau zu veranlassen, bei gegebenem relativen Gefälle eine gewisse Wassermenge abzuführen im Stande ist. Es wäre hiernach schon ein wesentlicher Gewinn, wenn man eine Formel hätte, durch welche die Beziehung zwischen der mittlern Geschwindigkeit, der mittlern Tiefe und dem relativen Gefälle auch nur annähernd richtig ausgedrückt würde. Der Lösung dieser Aufgabe tritt vorzugsweise der bisherige Mangel an zuverlässigen Beobachtungen entgegen. Um so wichtiger sind daher die in Rede stehenden Messungen, die in Betreff der sorgfältigen Ausführung allen Anforderungen zu entsprechen scheinen, wenn sie gleich stärkere Strömungen nicht umfassen.

Der Wasserlauf, an dem diese Beobachtungen angestellt wurden, ist der Ganges-Canal, der bei einer Länge von 350 englischen Meilen vom Eintritt des Ganges in die Ebene bei Hardwar sich bis zur See bei Cawnpore erstreckt. Derselbe erschien für den vorliegenden Zweck besonders geeignet, indem er von scharfen Krümmungen frei, auch in

längern Strecken nahe von gleicher Breite und Tiefe ist. Im obern Theil mißt seine Breite etwa 190 Fuß und seine Tiefe 10 Fuß. Er führt bei vollem Erguß ungefähr 7000 Cubikfuß Wasser in der Secunde ab. Viele Bewässerungsgräben, meist von etwa 20 Fuß Breite, zweigen sich auf beiden Seiten von ihm ab, woher er nach und nach geringere Dimensionen annimmt.

Er durchschneidet zwei Flüsse, für deren Durchführung durch verschleißbare Stauwerke zu beiden Seiten gesorgt ist. Die Beschreibung der letztern wird nur angedeutet, dagegen ist die Ausführung der hydrometrischen Messungen sehr eingehend behandelt.

Auf den meisten Stationen wurden, sobald die frühern Wasserstände wieder eintraten, die Beobachtungen wiederholt, in einzelnen Fällen geschah dieses zwanzigmal und sogar darüber. Zuweilen ist dagegen die Wiederholung nur einmal erfolgt, oder sie fehlte auch wohl ganz. Vol. II enthält diese Zusammenstellungen vollständig, aus denen die Mittelwerthe aller einzelnen Messungen gezogen sind. Jede dieser bei gleichen Wasserständen auf derselben Station ausgeführten Gruppen, wird Reihe (serie) genannt.

In der Mittheilung dieser Reihen sind die Ergebnisse der einzelnen Messungen untereinander gestellt, und jede der letzteren enthält die folgenden Angaben:

1. den Tag, an welchem die Beobachtung gemacht wurde;
2. die größte Tiefe an dieser Stelle;
3. die Abweichung derselben gegen den aus der ganzen Reihe gezogenen Mittelwerth. Der Unterschied beträgt nur selten einen halben Fuß;
4. die mittlere Tiefe (hydrographic mean), eigentlich der Flächeninhalt des Querprofils dividirt durch den benetzten Umfang;
5. die Breite des Canals an dieser Stelle;
6. das Gefälle, das nach der Landesvermessung einige Meilen auf- und abwärts der Canal hat;
7. das durch besondere Messungen ermittelte relative Gefälle des Canals an dieser Stelle;
8. die Richtung und Stärke des Windes;
9. Bezeichnung des Chronometers, mit dem die Geschwindigkeit gemessen wurde. Dasselbe schlug stets halbe Secunden;
10. nunmehr folgen die mit Cabeoschen Stäben von passender Länge in den gleichweit von einander entfernten Verticalen gemessenen Geschwindigkeiten. Die Anzahl dieser Verticalen ist nach der Breite des Profils sehr verschieden, und steigt zuweilen bis achtzehn. Der Abstand jeder Verticalen von der Mittellinie, wie auch deren Tiefe ist dabei angegeben. Hiernach läßt sich also nicht nur das Querprofil construiren, sondern auch die abfließende Wassermenge, und daraus wieder die mittlere Geschwindigkeit berechnen. Endlich folgen in besondern Spalten:
11. die ganze Wassermenge und
12. die mittlere Geschwindigkeit an dieser Stelle.

Aus allen diesen Angaben für die einzelnen Messungen sind die Mittelwerthe für die ganze Reihe berechnet.

Wie bereits erwähnt, benutzte man zur Messung der Geschwindigkeit Cabeosche Stäbe, deren eine große Anzahl von verschiedenen Längen vorhanden war, und die immer

so gewählt wurden, daß ihre untern Enden nicht weit vom Grunde entfernt blieben, ohne denselben jedoch auf ihrem Wege zu berühren. Indem sie aber keineswegs die Richtung des Canals genau verfolgten, vielmehr sich der Linie der stärksten Strömung immer näherten, so durfte man sie nicht zu weit treiben lassen, und mußte zuweilen die Endpunkte des zu durchlaufenden Weges bis auf 50 Fuß einander nähern. Diese Endpunkte waren durch zwei normal über den Canal gespannte Leinen bezeichnet, und in diese hatte man übereinstimmende Marken eingeknüpft, welche die Stellen der Verticalen angaben, in denen die Geschwindigkeiten gemessen wurden. Der Durchgang des Stabes unter beiden Leinen wurde jedesmal von demselben Beobachter gemessen, der also in der Zwischenzeit den betreffenden Weg zuweilen laufend zurücklegen mußte. Ein Gehülfe verfolgte zugleich mit einem Astrolabium den Stab, um die Abstände desselben von den betreffenden Marken in der Leine zu bestimmen.

Die Messung des relativen Gefälles, das immer kleiner als 0,001 blieb und zuweilen sogar noch nicht 0,0001 erreichte, war wohl der schwierigste Theil der Aufgabe. Es wird gesagt, daß man sehr scharfe Nivellirinstrumente benutzte und wegen der erwähnten Schwankungen des Wasserspiegels im Canal zur Seite desselben Gruben ausgehoben wurden, die mit ihm verbunden waren, worin ein mehr constantes Niveau sich darstellte.

In vielen Reihen fehlt indessen die Angabe des localen Gefälles, oder demselben ist ein Fragezeichen beigefügt. Wenn man diese Reihen unbeachtet läßt, die nicht als vollständig oder als hinreichend sicher angesehen werden durften, so bleiben noch dreiundvierzig übrig.

Cunningham hat aus diesen kein andres Resultat gezogen, als daß er nachweist, wie einige derselben sich an die von Humphreys und Abbot aufgestellte Formel befriedigend anschließen, doch bemerkt er dabei, man müsse den Zahlencoefficienten bei verschiedenen mittleren Geschwindigkeiten verschiedene Werthe geben. Es drängt sich indessen die Frage auf, ob diese zahlreichen und mit so großer Sorgfalt ausgeführten, auch vollständig mitgetheilten Messungen nicht zur Auffindung des Gesetzes dienen dürften, nach welchem, wenn auch nur annähernd, aus der mittleren Tiefe und dem relativen Gefälle die mittlere Geschwindigkeit berechnet werden kann. Jedenfalls müßte der Ausdruck, der dieses Gesetz darstellt, von einfacher Form sein, da theils die volle Schärfe dabei doch nicht zu erwarten ist, theils aber die theoretische Begründung eines complicirten Ausdrucks zur Zeit unmöglich ist, man also unter den zahlreichen Combinationen, die alsdann möglich werden, nur zufällig die passendste treffen könnte.

Hiernach versuchte ich wieder, wie ich es schon früher in Betreff der von Humphreys und Abbot mitgetheilten Beobachtungen gethan hatte,<sup>1)</sup> den einfachen Ausdruck

$$c = n \cdot t^\alpha \cdot \alpha^\nu$$

zum Grunde zu legen, worin

$c$  die mittlere Geschwindigkeit,

$t$  die mittlere Tiefe, oder vielmehr, was nahe dasselbe ist, die Fläche des Querprofils dividirt durch den benetzten Umfang, und  
 $\alpha$  das relative Gefälle bedeutet.

Es ist alsdann die Aufgabe, nicht nur den Coefficient  $n$ , sondern auch die beiden Exponenten  $\alpha$  und  $\nu$  so zu bestimmen, daß die hiernach berechneten Geschwindigkeiten  $c$  sich möglichst an die beobachteten anschließen.

In nachstehender Tabelle sind für die vorliegenden dreiundvierzig Reihen die beobachteten Werthe von  $c$ ,  $t$  und  $\alpha$  angegeben, während die erste Spalte die Nummern angiebt, mit denen im Werk von Cunningham die einzelnen Reihen bezeichnet sind.

Reihe.	$c$	$t$	$\alpha$	ber. $c$	ber. $\alpha$
101	4,06	7,94	0,000 189	3,55	0,000 172
103	3,87	7,65	207	3,63	164
105	3,70	7,19	222	3,61	163
113	3,85	6,88	228	3,55	187
117	3,67	6,14	220	3,23	198
119	3,74	5,43	0,000 245	3,14	0,000 242
121	3,43	5,00	240	2,94	228
124	2,43	3,26	195	1,99	202
125	1,61	1,95	203	1,44	176
127	0,60	0,69	113	0,54	098
131	1,24	4,20	0,000 025	0,85	0,000 037
132	4,83	3,65	473	3,35	686
135	3,20	2,99	253	2,14	393
136	2,79	2,94	208	1,92	306
137	2,51	2,94	200	1,89	247
138	2,54	2,72	0,000 145	1,52	0,000 281
139	2,20	2,52	151	1,48	233
151	4,02	9,34	227	4,34	136
155	3,58	8,42	217	3,96	124
158	3,43	7,84	215	3,76	125
160	3,22	7,26	0,000 214	3,56	0,000 122
162	3,39	6,78	221	3,46	148
163	3,05	6,18	171	2,86	136
173	1,35	3,86	088	1,50	050
174	1,34	4,20	125	1,89	044
175	1,79	4,07	0,000 215	2,43	0,000 081
180	0,87	2,26	148	1,36	042
181	0,44	1,69	090	0,87	016
197	3,85	6,88	228	3,55	187
201	3,17	9,02	191	3,89	088
202	3,12	8,72	0,000 200	3,89	0,000 090
204	3,01	8,21	198	3,72	090
205	3,07	7,96	208	3,74	098
212	2,94	7,46	160	3,14	098
214	2,81	7,05	146	2,89	097
215	2,80	6,79	0,000 145	2,80	0,000 101
216	2,70	6,53	144	2,72	099
217	2,63	6,32	140	2,63	098
221	2,86	4,84	295	3,19	165
222	2,82	4,50	291	3,02	177
223	2,79	4,37	0,000 297	2,99	0,000 180
224	2,74	4,18	304	2,94	184
225	2,71	4,07	306	2,90	187

Indem ich den obigen Ausdruck logarithmisch umforme, gestaltet sich derselbe sogleich in der Art, daß daraus nach der Methode der kleinsten Quadrate die wahrscheinlichsten Werthe der drei Unbekannten berechnet werden können. Dabei tritt freilich der Uebelstand ein, daß nicht sowohl die Summe der Fehlerquadrate von  $c$ , sondern die der Fehlerquadrate der Logarithmen von  $c$  ein Minimum wird, und deshalb das Resultat sich etwas mehr an die kleinen Geschwindigkeiten als an die größern anschließt. Da man indessen volle Uebereinstimmung doch nicht erwarten darf, so ist dieser Mangel nicht wesentlich, und zwar um so weniger, da die Exponenten doch immer einfache Zahlen oder einfache Brüche sind, und daher die gefundenen Werthe von

1) Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers von G. Hagen. Berlin 1876.

$x$  und  $y$  innerhalb der zulässigen Grenzen noch geändert werden müssen.

Man hat die Gleichung

$$\log c = \log n + x \cdot \log t + y \cdot \log \alpha$$

und die Bedingungsgleichungen sind

$$[\log c] = 43 \cdot \log n + [\log t]x + [\log \alpha]y$$

$$[\log c \cdot \log t] = [\log t] \log n + [\log t \cdot \log t]x + [\log \alpha \cdot \log t]y$$

$$[\log c \cdot \log \alpha] = [\log \alpha] \log n + [\log \alpha \cdot \log t]x + [\log \alpha \cdot \log \alpha]y$$

Die Parenthese  $[\ ]$  bedeutet die Summe der aus allen einzelnen Beobachtungen entnommenen Werthe oder der Producte derselben.

Man findet hieraus

$$\log n = 1,8939$$

$$x = 0,5915$$

$$y = 0,5057$$

Indem nun die weitere Rechnung ergibt, daß der wahrscheinliche Fehler von  $y$  gleich 0,0569 ist, so darf man unbedingt  $y = 0,5$  setzen, oder annehmen, daß in die obige Formel das Gefälle in der Quadratwurzel eintritt. Bei dieser Aenderung nehmen indessen die beiden andern Unbekannten  $\log n$  und  $x$  auch etwas abweichende Werthe an. Diese ergeben sich nunmehr aus dem einfacheren Ausdruck

$$c = n \cdot \sqrt{\alpha} \cdot t^x$$

oder 
$$\frac{c}{\sqrt{\alpha}} = n \cdot t^x$$

der bei der logarithmischen Umformung

$$\log \frac{c}{\sqrt{\alpha}} = \log n + x \cdot \log t$$

wird. Man hat alsdann die beiden Bedingungsgleichungen

$$\left[ \log \frac{c}{\sqrt{\alpha}} \right] = 43 \cdot \log n + [\log t] x$$

$$\left[ \log t \cdot \log \frac{c}{\sqrt{\alpha}} \right] = [\log t] \log n + [\log t \cdot \log t] x$$

und man findet

$$\log n = 1,8356$$

und 
$$x = 0,6394.$$

Der wahrscheinliche Fehler von  $x$  stellt sich aber auf 0,0460 woher man unbedingt

$$x = 0,6666 = \frac{2}{3}$$

setzen darf.

Indem in solcher Weise die Exponenten von  $t$  und  $\alpha$  gefunden sind, kommt es nur noch darauf an, den passendsten Werth des Coefficienten  $n$  zu ermitteln, wobei indessen die logarithmische Umformung nicht mehr nothwendig ist. Man kann also  $n$  in der Art bestimmen, daß die Summe der Quadrate der Abweichungen der berechneten Werthe  $c$  von den beobachteten ein Minimum wird, und hierzu dient der Ausdruck

$$[\alpha \cdot \sqrt[3]{t}]n = [c \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}].$$

Hieraus ergibt sich

$$n = 64,949.$$

Man hat also die Gleichung

$$c = 65 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}.$$

Berechnet man nach derselben aus den gemessenen  $\alpha$  und  $t$  die Geschwindigkeiten, so findet man dafür diejenigen Werthe, welche die mit ber.  $c$  überschriebene Spalte der Tabelle angiebt. Dieselben weichen sehr stark von den beobachteten ab, und der wahrscheinliche Beobachtungsfehler stellt sich sogar auf 0,3566 Fuß oder  $3\frac{1}{2}$  Zoll. Bei der

sorgfältigen Ausführung der Messung sind in der Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit Fehler von dieser Größe undenkbar, doch erklären sie sich wohl, wenn man darauf Rücksicht nimmt, daß eine andre Messung, nämlich die des relativen Gefalles, nicht leicht mit der in diesem Fall erforderlichen Schärfe ausgeführt werden konnte. Es mag daher noch untersucht werden, wie groß die Abweichungen der gemessenen Gefälle von denjenigen sind, die nach der gefundenen Formel

$$c = n \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}$$

aus den Geschwindigkeiten und Tiefen sich ergeben.

Man hat

$$\alpha = \frac{c^2}{n^2} \cdot \frac{1}{t^{4/3}}$$

oder 
$$\alpha = \frac{1}{n^2} \beta$$

wenn man

$$\frac{c^2}{t^{4/3}} = \beta$$

setzt. Man findet alsdann als wahrscheinlichsten Werth

$$\frac{1}{n^2} = \frac{[\alpha \cdot \beta]}{[\beta^2]}$$

$$= 0,0001654$$

und 
$$\alpha = 0,0001654 \cdot \frac{c^2}{t^{4/3}}$$

In vorstehender Tabelle enthält die letzte mit ber.  $\alpha$  überschriebene Spalte die in solcher Weise gefundenen Gefälle. Vergleicht man diese mit den beobachteten, so stellt sich der wahrscheinliche Fehler derselben auf 0,00005943, oder im Winkel gemessen auf  $12\frac{1}{4}$  Secunden. Er würde also auf die Länge von 10 Ruthen etwas mehr als 1 Linie betragen. Beim Nivelliren zwischen zwei scharf gegebenen Punkten dürften so starke Abweichungen freilich nicht vorkommen, da jedoch die genaue Berührung des Maaßstabes mit dem Wasserspiegel, namentlich wenn man diesen nur von oben sehn kann, an sich schon weniger sicher ist, außerdem aber noch jene Schwankungen hinzukommen, so sind Fehler von dieser Größe wohl erklärlich und vielleicht nicht zu vermeiden. Hiernach wäre die Uebereinstimmung der Beobachtungen unter sich als befriedigend anzusehn, und man könnte die in englischem Fußmaafs ausgedrückte Formel

$$c = 65 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}$$

als begründet annehmen. Für rheinländische Fulse würde sie lauten

$$c = 64,3 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}$$

und für metrisches Maaß

$$c = 43,7 \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \sqrt[3]{t^2}.$$

Ich darf indessen schließlic nicht unerwähnt lassen, daß dieses Gesetz sich wesentlich von demjenigen unterscheidet, welches ich in den bereits angeführten Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers genau in derselben Weise aus den von Humphreys und Abbot mitgetheilten Beobachtungen hergeleitet hatte. Unter Zugrundelegung der Formel

$$c = n t^x \alpha^y$$

ergab sich  $x = 0,5100$ , woher ich  $x = \frac{1}{2}$  setzte. Unter Einführung dieses Werthes fand ich  $y = \frac{1}{5}$ , und gelangte dadurch zu dem Ausdruck

$$c = 6 \cdot \sqrt{t} \cdot \sqrt[5]{\alpha}$$

Die hiernach berechneten Geschwindigkeiten schlossen sich sehr gut an die beobachteten an und der wahrscheinliche Beobachtungsfehler betrug sogar nur 0,15 Fuß. Derselbe nahm aber die dreifache Größe an, wenn ich die betreffenden neunzehn Beobachtungen an die aus den vorstehenden Messungen hergeleitete Formel anzuschließen versuchte, und ebensowenig schlossen sich diese an den zuletzt mitgetheilten Ausdruck an, wenn ich auch in beiden Fällen die wahrscheinlichsten Werthe des Coefficienten  $n$  besonders berechnete.

Welchem der beiden, so wesentlich verschiedenen Ausdrücke der Vorzug zu geben sei, mag ich nicht entscheiden. Das aus den Amerikanischen Beobachtungen hergeleitete Gesetz schließt sich an diese viel schärfer an, als das andre an die vorstehend mitgetheilten Messungen. Letztere scheinen aber mit besonderer Sorgfalt ausgeführt zu sein, auch bleiben dabei die Abweichungen von den berechneten Werthen noch so geringe, daß man sie als unvermeidliche Beobachtungsfehler ansehen darf. G. Hagen.

## Studien über die Gestaltung der Sandküsten und die Anlage der Seehäfen im Sandgebiet.

(Fortsetzung.)

### §. 19. Natürliche Spülströme im Fluthgebiet.

Beim Eintritt in eine Uferlücke verändert die Fluthwelle ihre Gestalt, da sie in ihrem Laufe gehemmt wird. <sup>1)</sup> „Die ihr entgegentretenden Hindernisse bewirken eine steilere Neigung des vorderen Hanges unter gleichzeitiger Aufstauung, bezw. Vergrößerung der Fluthhöhe, bis dann in den oberen Strecken der Tideströme die Fluthwelle sich allmählig abschwächt, das Oberwasser immer mehr maafsgebender Factor wird, und schließlich an der Fluthgrenze keine Ebbe und Fluth mehr stattfindet.“ Die gleichmäßige Zuströmung des Binnenwassers wird dabei in eine ungleichmäßige verwandelt, weil dasselbe bald im Stau liegt, bald mit vermehrter Geschwindigkeit abfließt. Hierdurch wird an der Fluthgrenze die Bildung der Tidewelle eingeleitet. Während im freien Meere die Welle bekanntlich durch Wasserentnahme auf ihrem rückseitigen, durch Wasserablagerung auf dem vorderen Hange sich bildet, und zwar derart, daß Fluth- und Ebbe-Strömung in jedem Stadium der Welle gleichzeitig vorhanden sind, kann in Nähe der Fluthgrenze nur Ebbe-Strömung stattfinden.

Noch eine andere Modification erfährt die Fluthwelle bei ihrem Eintritt in den Tidestrom. <sup>2)</sup> „Sowohl der Fußpunkt als der Scheitelpunkt der Fluthwelle werden bei steigendem Oberwasser gehoben, bei fallendem Oberwasser gesenkt; und zwar wird in beiden Fällen der Fußpunkt im Allgemeinen stärker afficirt als der Scheitelpunkt, so daß die Fluthgröße im ersteren Falle verkleinert, im zweiten vergrößert wird.“ Letztere Erscheinungen zeigen sich vorzugsweise im oberen Theile des Tidestroms; im Mündungsbecken sind sie in der Regel nicht mehr wahrnehmbar. Zu den früher erwähnten Aenderungen, welche infolge der Nähe des Ufers die Fluthwelle und die zu ihrer Ausbildung erforderlichen Strömungen erleiden, kommen also im Flusse selbst noch diejenigen, welche die Variabilität des Oberwassers verursacht. Auch das Gefälle des Flußbettes, die Form und Beschaffenheit der Ufer und das Material der Sohle sind von Bedeutung. Ist das Gefälle steil und gleichzeitig die Wassertiefe gering, so kann der Wellenfuß sich nicht rasch genug ausbilden; es entsteht eine, der Stauschwelle ähnliche, stromaufwärts laufende Brandung, „Bore“ oder „Mascaret“ genannt.

Einfacher liegen die Verhältnisse bei Uferlücken, welche das Meer mit größeren Seen verbinden. Für die Offen-

haltung der den Ebbestrom aufnehmenden Rinne sind kreisähnliche Bassins, wie z. B. der Jadebusen, vorzüglich geeignet. Da jedoch diese Becken nur ganz ausnahmsweise groß genug sind, eine Fluthwelle in voller Länge aufzunehmen, vielmehr dieselbe vor ihrer vollständigen Entwicklung aufstauen und unterbrechen, so befördern sie ungemein die Ablagerung von Sinkstoffen, welche die Fluthwellen mit sich führen, und leiden stark an Verlandung, die ihre Wirksamkeit im Laufe der Jahre immer mehr beeinträchtigt. Die ziemlich bedeutenden Anschlickungen, welche sich in neuerer Zeit auf der Sohle der Rade de la Pallice bei La Rochelle bilden, werden z. B. von Bouquet de la Grye <sup>1)</sup> dem Umstande zugeschrieben, daß seit 1822 die als Reservoir für die Ebbe-Strömung fungierende Bai de l'Aiguillon über 600 ha Wasserfläche durch Einpolderungen verloren hat.

Häufig tritt in den Uferlücken der Tidemeere der Fall ein, daß die Einstömungen andere Wege einschlagen wie die Ausströmungen. Unter Umständen wird hierdurch eine vollständigere Füllung des Bassins erzielt, welche den Ausfluß vermehrt und den concentrirt austretenden Spülstrom verstärkt. An der Mündung der Gironde <sup>2)</sup> wird z. B. die Geschwindigkeit, mit welcher die Füllung des großen Beckens vor sich geht, wesentlich dadurch ermöglicht, daß längs der Medoc-Küste bei der Pointe de Grave vorüber durch den Süd-Paf die Fluthströmung schon eintritt, während die Ebbe-Strömung noch an der nördlichen (Saintonge-)Küste entlang, durch den Nord-Paf in das Meer tretend, in vollem Gange ist.

Zuweilen erfolgt auch die Speisung der Bassins durch mehrere Uferlücken. So wird z. B. das Fluthgebiet der Lister Tiefe bei Sylt <sup>3)</sup> zum Theil durch die südlicher liegenden Seegatten gefüllt und hierdurch seine Ebbe-Strömung erheblich verstärkt. (Fig. 1).

Vermehrt wird die Spülwirkung des Ebbestroms in allen Fällen, wenn er durch Quer- und Drehströmungen, welche von Ufervorsprüngen oder künstlichen Einbauten hervorgerufen sind, überlagert und zu Boden gedrückt wird. Diese Erscheinung zeigt sich z. B. an der Gironde- und an der Seinemündung; sie ist die vorwiegende Ursache der bedeutenden Tiefen, welche dicht bei der im Sand- und Kiesgebiet liegenden Küste von Le Havre sich zur Zeit erhalten.

1) Löhmann, Die Fluthwelle der Tideströme. Zschr. d. Hann. V. 1880 p. 546.

2) Dalman, Stromcorrectionen im Fluthgebiet.

1) Bouquet de la Grye, Baie de La Rochelle.

2) Manen, Embouchure de la Gironde.

3) Bruun, Fluth- und Strombeobachtungen an der Westküste Schleswigs. Zeitschr. d. Hann. V. 1877 p. 427.

## §. 20. Bildung der Barren im Fluthgebiet.

Die Uferlücken der Küsten, an welchen die Flutherscheinung deutlich ausgeprägt auftritt, unterscheiden sich nicht allein durch die anders gearteten Spülströmungen von den Uferlücken der Binnenmeere, sondern auch dadurch, daß mit der Größe des Meeres, dessen Saum die Küste begrenzt, die Stärke des Wellenschlags und der Winde direct zunehmen. Die Binnenmeere sind, solch großen Strömen wie Nil und Mississippi gegenüber, nur Seen. Der Einfluß des Meeres überwiegt lange nicht in dem Grade, als dies an der Küste des Oceans der Fall ist, wo die Bildung der Mündungen zum großen Theil jenen Kräften überlassen bleibt, welche von meteorologischen Verhältnissen abhängen.

Andererseits fällt bei der Entstehung und Form der Barren eine wesentliche Rolle der Tidedrömung zu.<sup>1)</sup> „Bei ihrem Einströmen in die Flußmündung führt jede Fluthwelle eine je nach ihrer Stärke und Bewegungskraft mehr oder weniger große Masse von Schlamm und Sand in die Flußmündung hinein, und lagert sie theilweise in derselben ab, sobald sich ihre Stromgeschwindigkeit vermindert. Gleiches geschieht mit einem Theil der Sinkstoffe, welche von den Flüssen stromabwärts geführt werden, da sich die Flußgewässer an dem wie ein beweglicher Damm landeinwärts strömenden Fluthwasser stauen.“ So giebt es im Fluthgebiet <sup>2)</sup> „eine gewisse Gegend, die gleichsam ein Schlickreservoir bildet, in welchem die großen Schlickmassen bei ihrer Ankunft von oben einstweilen aufgenommen werden und schwebend auf- und abfluthen, bis sie sich allmählig ablagern, oder bis der Ebbestrom sie dem Meere zuführt.“ Wo sich Schutz bietet, wachsen die Schlickbänke zu Inseln an, befestigt und vergrößert durch die von See her zugeführten Sandmassen. Gleichzeitig entstehen in dem äußeren Theile der Uferlücke durch Vorwanderung der Küstensände Sandbänke, welche von den Tidedrömungen hin und her geschoben werden, während die Küstenströmung sie stetig erhöht und vergrößert. Die Wellen dulden aber nur temporär ihre ruhige Existenz und zerstören sie immer wieder von Neuem. <sup>3)</sup> „Die von der Erosion herrührenden Producte, Schlick, Sand und Kiesel, setzen sich hinter den oben erwähnten Inseln überall fest, wo ein Stau entsteht, und wo die Sinkstoffe dem directen Wellenschlage entzogen bleiben. Da jedoch diese schützenden Inseln zuletzt selbst im Angriffe liegen, vernichtet das Meer, was es vordem selber geschaffen, und treibt die Trümmer landeinwärts an andere Ruheorte, die erst später in seinen Wirkungsbereich gelangen werden. Seine Kraft ist ungeheuer und deren Dauer unendlich. Auf der ganzen Westküste Frankreichs zeigen sich die beschriebenen Vorgänge, verschieden nur je nach Härte und Widerstandsfähigkeit der Gesteine, welche die Küstensände durch ihre Zerstörung erzeugen. Im Süden ist der Kampf fast beendet; die Küste hat ihn verloren; sie ist geradlinig und weicht, parallel mit sich selbst, langsam zurück; die Inselgruppen sind im Festland eingeschlossen. Im Norden widersetzen sich die Granite der Bretagne noch; aber die Erscheinung ist dieselbe: die Flußinseln dienen als Sammelpunkte der schlickigen Sände, die geschützten Buchten in Nähe der Mündung als Auf-

speicherungsorte der aus dem Binnenland kommenden Schlickmassen, welche vom Wellenschlag an die Küste zurückgeworfen werden. In Seudre und Charente, Loire und Vilaine sieht man allenthalben landwärts Inseln mit einander sich vereinigen, Sümpfe einzelne Theile der Wasserfläche des Mündungsbeckens ersetzen, endlich Wiesen an Stelle der Sümpfe entstehen.“ Die Deltas, welche von den Flüssen der französischen Westküste gebildet werden, entstehen also nicht auf und dicht hinter dem Strand, sondern am fluvialen Ende der Mündungsbecken, sie sind „innere Deltas.“

Die Sandbänke jedoch, oft auch „Seebarre“ genannt, welche in der äußeren Mündung immer von Neuem anwachsen, stehen nicht allein dadurch, daß sie als Speisereservoir für jene Deltas dienen, mit denselben in Connex; es ist auch ihre Lage und Höhe direct von der Ausdehnung jener flußseitigen Inseln abhängig. Die Fluthcapazität des Mündungsbeckens wird durch deren Anwachsen mehr und mehr geschwächt; der Ebbestrom verliert an Stärke, während die von hoher See her wirkenden Kräfte unverändert bleiben; die Sandbänke wandern daher nach dem Lande zu. Jeder Fortschritt des inneren Deltas nach unten hat einen Fortschritt der Mündungsbänke nach oben zur Folge, so daß die endliche Ausfüllung der außerhalb der Stromrinne gelegenen Theile des Beckens unvermeidlich ist. <sup>1)</sup> „Die Schlickregion eines Stromes ist nicht unveränderlich an eine bestimmte Gegend gefesselt, sondern rückt allmählig nach unten vor.“ Da sich gleichzeitig die Sände nach oben bewegen, so ist das Endresultat „die Umwandlung weit ausgedehnter, die Ränder der hohen Geest bespülender flacher Gewässer in tiefe, von Marschländern eingeengte, mit festen Uferlinien versehene Strombahnen.“

Nicht immer wird bei diesem Bildungsproceß das gesammte Wasser des Tidedstroms in einem einzigen Schlauch zusammenbleiben. Oefters verästeln sich die Flüsse am Beginne der ehemaligen Bucht in zwei oder mehr Arme, besonders wenn die Lage der Sandbänke in seiner Mündung schon früher eine derartige war, daß außer der Spülrinne, welche den Ebbestrom aufnimmt, andere, im großen Ganzen wenig veränderliche Speiserinnen existirten, die den Fluthstrom theilweise aufnahmen. Es ist dies hauptsächlich bei solchen Flüssen der Fall, welche zu wenig Oberwasser oder zu viel Sinkstoffe aus dem Binnenland abführen, oder endlich bei denen beides stattfindet, und zwar geringe Wasserführung zur Zeit ihrer Niedrigwasserstände, starke Trübung und Geschiebeführung zur Zeit der Hochfluthen. Die meisten Beispiele von solchen Tidedrömen, welche ein äußeres Delta bilden, lassen sich daher unter den Tropen und im Monsungebiet auffinden, wo die plötzlichen Anschwellungen der Flüsse am häufigsten und vehementesten eintreten, z. B. die Deltas des Orinoco, des Niger, des Indus, des Ganges und der hinterindischen Ströme. <sup>2)</sup> „Alle zeigen trichterförmige Erweiterungen der Flußarme. Diese Erscheinung erklärt sich daraus, daß das Flußwasser durch das mit der Fluth in die Mündungen eintretende, specifisch schwerere Meerwasser nach oben gedrängt und dadurch seichter gemacht wird, so daß dasselbe, was es an Tiefe verliert, an Breite zu gewinnen suchen muß.“ Die trichterförmige Mündung

1) Credner, Die Deltas p. 51.

2) Hübbe, Verhalten des Schlicks. Zeitschr. f. Bauw. 1860 p. 518.

3) Bouquet de la Grye, Le Régime de la Loire.

1) Hübbe, Verhalten des Schlicks.

2) Credner, Die Deltas.

ist überhaupt die typische Form<sup>1)</sup> derjenigen Tidenströme, welche direct, ohne vorher ein größeres, meerbuchtartiges Mündungsbecken zu durchlaufen, in die See ausfließen, welche also ihre Becken bereits ganz oder größtentheils zugeschlickt haben, so daß nur noch das engere Strombett frei geblieben ist, wie z. B. Charente und Seudre, bei denen jener Proceß in sehr weit vorgerücktem Stadium sich befindet.

Hier wurden durch die natürliche Entwicklung annähernd solche Breiten und eine solche Grundform der Mündung geschaffen, daß große Tiefen sich ohne künstliche Nachhilfe dauernd erhalten. Wo dies nicht der Fall ist, wo die Spülwirkung des Ebbestroms durch übermäßige Weite geschwächt, wo die Aufnahmefähigkeit für Fluthwasser durch unregelmäßige Uferbildung und Stromengen verringert wird, muß die Menschenhand verbessernd eingreifen. Der oberste Grundsatz der Correction ist, die lebendige Kraft der Fluthwelle und die damit ein- und ausströmende Wassermenge, oder das hydraulische Vermögen an jedem Punkte und in jedem Augenblicke möglichst groß zu halten.<sup>2)</sup> „Gefälle, Profilform, Profilgröße und Wassermenge eines Stromes sind von einander abhängige Größen, und die Aenderung einer derselben bringt nothwendige Aenderungen im Zustand der anderen hervor; im Allgemeinen hat eine Vermehrung der Wassermenge eine Vergrößerung sowohl des Gefälles als der Profile zur Folge. Wenn man dafür sorgt, daß die Ufer nicht angegriffen werden können, so ist der Erfolg eine Vertiefung.“<sup>3)</sup> Sehr schwierig ist es, hierbei die Wahl der Breiten richtig zu treffen. Sind dieselben zu groß, so wird die Ebbeströmung zu schwach; sind sie zu klein, so wird die Einstromungsmenge des Fluthwassers beeinträchtigt. Im ersteren Falle findet der Angriff auf die inneren, im letzteren Falle der Angriff auf die äußeren Bänke nicht in genügendem Maße statt.

So besaß z. B. früher, vor der Regulierung, die Seine<sup>4)</sup>, besonders im Mündungsbecken zu bedeutende Breiten; am landseitigen Ende desselben bildeten sich daher flache Stellen in großer Zahl, ebenso im unteren Theile des eigentlichen Tidenstrombetts. Nach der Einschränkung der Fahrwinne durch Parallelwerke sind diese Untiefen zwar verschwunden; da jedoch das außerhalb der Werke gelegene Becken mit Alluvionen angefüllt wurde, hat sich die Menge des Fluthwassers so erheblich verringert, daß jetzt bereits die Erhaltung der Tiefen vor Le Havre fraglich erscheint, hauptsächlich der Petite Rade, deren Existenz von der Ueberlagerung des aus dem Mündungsbassin kommenden Ebbe-

1) Abweichungen kommen öfters vor, meistens durch die Küstenströmung veranlaßt, welche zungenartige Bänke vorschleibt, z. B. am Adour.

2) Dalman, Correctionen im Fluthgebiet.

3) Hierbei sei gelegentlich erwähnt, daß sich in denjenigen Tidenströmen, welche noch in der ersten Bildungsperiode sich befinden, zwei wesentlich verschiedene Theile unterscheiden lassen, die freilich oft unmerklich in einander übergehen, oft aber auch schon äußerlich leicht zu unterscheiden sind: 1) der fluviale Theil oder eigentliche Tidenstrom, 2) der maritime Theil oder das Mündungsbecken. Im eigentlichen Tidenstrom herrscht nur Ebbeströmung; das Oberwasser bewirkt Vorwalten des Süßwassers; die Stromrinne ist einheitlich entwickelt. Im Mündungsbecken dagegen alterniren Fluth- und Ebbeströmung, der Salzgehalt des Wassers ist bedeutend; es bilden sich mehrfache Rinnen aus. Im Allgemeinen darf die Correction durch über N. W. reichende Parallelwerke nicht in das eigentliche Mündungsbecken fortgeführt werden. Jedoch ist eine parallelwerksartige continuirliche Coupierung der Seitenrinnen unter Niedrigwasser zulässig.

4) Estignard, L'Embouchure de la Seine.

durch den an der Nordküste abgelenkten und verspätet eintreffenden Fluthstrom ermöglicht war. Aller Wahrscheinlichkeit nach muß sich die Barre deren Ausbildung durch den starken, viele Geschiebe mit sich führenden Küstenstrom unvermeidlich ist, sobald die mit Riesenschritten voranschreitende Verlandung des Aestuariums selbst beendet sein wird, weiter seewärts ausbilden, beiderseits mit dem Lande verbunden, so daß die großen Tiefen (ausgenommen diejenigen unmittelbar vor der ziemlich weit von Le Havre entfernten mittleren Rinne) vom Ufer zurücktreten und ein ähnlicher Zustand eintreten wird, wie er an der Mündung des Adour<sup>1)</sup> bereits besteht.

Dieser Strom führt nahezu viermal mehr Wasser ab als die Seine, sein Gefälle ist 10mal größer; dabei lagert er seine Geschiebe fast sämtlich oberhalb Bayonne ab, so daß er bei seinem Ausfluß nur noch Schlick trägt. Die Küstenströmung, welche vorzugsweise von Norden nach Süden gerichtet ist, hatte trotz dieser günstigen Stromverhältnisse durch Vorlagerung einer kiesführenden Sandbank vor die Mündung den Strom immer weiter nach Süden gedrängt, bis man ihre directe Einwirkung durch Anlage von Molen unschädlich machte. Die nun erfolgende indirecte Wirkung war aber schlimmer als der frühere Zustand, da sich nunmehr eine Barre aus grobem Kies dicht vor den Molen bildete, die von dem nördlichen Strande aus ständig erneuert wurde. Daß das Material der Barre gröber ist als das der Küste, erklärt sich aus dem heftigen Wellenschlag, der die feineren Bestandtheile sofort ausspült und nicht zur Ruhe kommen läßt. Eine Verschiebung der Barre seewärts, wo sie stärkerem Seegange ausgesetzt ist, hat stets, auch wenn ihre Höhe unverändert bleibt, zur Folge, daß ihr Material gröber wird. Hierdurch aber wird die Brandung vergrößert und die Einfahrt erschwert, ja bei stürmischer See sogar vollkommen unmöglich gemacht. Die Barre vor dem Adour hat, nach dem Erwähnten, sehr viel Aehnlichkeit mit denjenigen Barren, welche sich vor den Mündungen kleinerer Flüsse in Binnenmeeren ausbilden. Auch vor den Mündungen solcher Tidehäfen, welche keine andere Spülung erhalten als die aus dem Hafenbassin austretende Ebbeströmung, werden sich die Ablagerungen des Küstenstromes in gleicher Weise gestalten müssen, da, selbst bei außergewöhnlicher Größe jener Bassins, die vom ausgehenden Strome allein erzeugte Spülkraft bei weitem zu schwach ist, die Fahrwinne frei zu halten.<sup>2)</sup>

Alles, was im Vorstehenden von den Seebarren der Tidenströme, bezw. von dem Gebiet der Sandbänke am unteren Ende der Mündungsbecken gesagt wurde, gilt in der Haupt-

1) Bouquet de la Grye, L'Embouchure de l'Adour.

2) In dem kleinen Werke „Harbour Bars“ (London, 1878) führt Mr. Knapp aus, man würde die Seebarren vor Tidehäfen und Tidenströmen dadurch beseitigen können, daß man quer zur Mündung in Tiefen von 15 bis 18 m einen unterseeischen Wellenbrecher, welcher 6 bis 9 m über den Meeresgrund vorragen soll, anlegt, dessen Zweck wäre, den Wellenschlag von der Barre selbst abzuhalten. Er hofft, bei dem so erreichten Schutz vor den Angriffen der Wellen, welche eine stetige Abspülung der seeseitigen Böschung und hierdurch eine Erhöhung der Barre (vgl. §. 18) veranlassen, würde die Spülung aus dem Tidenstrom oder der Hafenmündung allmählig den Scheitel der Barre bis zur Krone des Wellenbrechers erniedrigen. In diesem Project ist eben so wenig auf die Wirkung der Küstenströmung, als darauf Rücksicht genommen, daß durch die über dem Wellenbrecher entstehende Brandung die Einfahrt in den Hafen in hohem Maße belästigt werden muß.



sache auch für die Seebarren derjenigen Uferlücken, welche grössere seeartige Becken ohne Binnenzufüsse mit dem Meere verbinden. Auch hier wird die Schwächung der Spülkraft durch fortschreitende Verlandung des Bassins, mit welcher die Fluthcapazität Schritt für Schritt abnimmt, eine Annäherung der Bänke nach dem Lande zu bewirken. Dies geschieht um so rascher, wenn die Mündung nicht die der Grösse des Bassins entsprechende Breite hat. Eine zu grosse Breite schwächt den Ebbestrom, eine zu kleine Breite vermindert die Quantität der Füllung. Das Endresultat muß, wie in Binnenmeeren, nur weit langsamer, eine totale Ausfüllung des Beckens oder die Umwandlung in einen sumpftartigen Küstensee sein, letzteres stets, wenn der Wind durch Dünenbildung, durch Vortreiben der Dünen und durch Einwehen von Sandmassen die Wirkung des Küstenstroms unterstützt. Auf diese Weise sind z. B. die zahlreichen Seen der Küste von Gascogne entstanden. Auch die nordjütische Küste weist eine große Reihe Seen auf, welche durch ähnliche Vorgänge, bei denen die Tideerscheinung eine wesentliche Rolle spielt, mehr oder weniger vollständig vom Meere abgeschnitten sind.

§. 21. Einfluß der Neigungswinkel zwischen Spülstrom, Küstenstrom und Wellenrichtung auf die Tiefe der Rinne.

Nach vorigem Paragraphen kann die allmähige Umgestaltung einer Tidestrommündung durch folgende Schlagwörter angedeutet werden: Bildung eines inneren Deltas am unteren Ende des eigentlichen Tidestroms, einer Anhäufung von Sandbänken am unteren Ende des Mündungsbeckens — Ausdehnung des inneren Deltas nach der See, der Sandbänke nach dem Lande zu — Umwandlung des Mündungsbeckens in Marschland, welches der Tidestrom in einfachem (oder vergabeltem) Bette durchströmt — Bildung einer Barre vor der Mündung des direct in die See ausfließenden Tidestroms.

Die Sandbänke, welche im ersten Stadium auftreten, werden gleichfalls Barre genannt, unterscheiden sich von der im letzten Stadium entstehenden Barre aber wesentlich dadurch, daß sie weit weniger compact als diese sind, daß bei ihnen die Rinne als der stetige, die Bänke als der dem Wechsel unterworfenen Theil auftreten, während im anderen Falle die Rinne auf der fixbleibenden Barre ihre Lage häufig ändern, freilich auch nur innerhalb gewisser Grenzen. Wird als Richtung der Rinne hierbei diejenige mittlere Lage angenommen, um welche die übrigen Lagen je nach Richtung und Stärke des Windes pendeln, so läßt sich im Allgemeinen der Einfluß untersuchen, welchen die von den herrschenden Winden erzeugte Dünung und der Küstenstrom bei ihrem Zusammentreffen mit dem in der Rinne austretenden Spülstrom auf deren Tiefe ausüben.

Der Winkel, welchen die beiden Kräfte, der Wellenschlag des Meeres und die Kraft des Spülstromes, mit einander einschließen, ist von großem Einfluß auf das Profil, die Tiefe und die Passirbarkeit der Barre. Es ist klar, daß der Geschwindigkeitsverlust, also auch die entstehende Ablagerung am größten sein wird, wenn beide direct gegen einander stoßen. Durch diesen Stofs wird eine starke innere Bewegung und ein Stau erzeugt, in deren Folge die von den Wassermassen schwebend mitgeführten Sinkstoffe, welche an den hierdurch hervorgerufenen Oscillationen der Wassertheilchen theilnehmen müssen, größtentheils zu Boden fallen,

weil jede derartige Oscillation beim Ueberschreiten der toden Punkte den Niederschlag der suspendirten Materialien zur Folge hat. Da nun ein schiefer Stofs weniger Verlust an lebendiger Kraft und geringere innere Bewegungen erzeugt, so wird bei schrägem Zusammentreffen von Dünung und Spülströmung sowohl die Brandung als auch die Grösse der Ablagerung vermindert, die Passirbarkeit der Barre also in doppelter Weise erleichtert.

<sup>1)</sup> Man kann (Bouquet de la Grye) die Einfahrtstiefen der Ströme in Rücksicht auf die Höhe der Barre nahezu nach dem Neigungswinkel, in welchem sie mit der Richtung des Wellenschlags zusammentreffen, rangiren. Unter den Flüssen, welche, so zu sagen, durch die große Menge ihrer Sinkstoffe und die geringe Wasserführung bei Niedrigwasser zur Bildung starker Barren vorausbestimmt sind, ist in erster Linie die Loire zu nennen. Dieser Strom hat 2 Einfahrten. Die eine hat sich südlich der Morées gebildet, wo der Wellenschlag direct gegen den Ebbestrom trifft, weshalb denn auch die Barre flach und bei stürmischem Meere nicht passirbar ist. Die andere Einfahrt weist bei Niedrigwasser immer noch 4 m Tiefe auf und kann selbst bei bewegtester See durchfahren werden, da von der Pointe de l'Ève die Wellenrichtung derart abgelenkt wird, daß sie schräg gegen den Spülstrom trifft. Arcachon besitzt 2 Pässe; der schräg zum Wellenschlag gerichtete Nordpafs hat große Tiefen, der geradegerichtete Südpafs ist unbenutzbar. Die Gironde tritt durch 2 Rinnen aus; die nördliche, schräg zur herrschenden Dünung, ist bei bewegter See allein fahrbar. <sup>2)</sup> „Betrachten wir die verschiedenen Uferlücken, welche in den Pertuis d'Antioche (an der französischen Westküste) münden, so sehen wir, daß man sie in verschiedener Weise ordnen kann, je nachdem man die Wassermenge, die Stärke des Wellenschlags an der Mündung, den Winkel, welchen Spülstrom und Dünung mit einander bilden, oder endlich die als Schlusseffect hervorgebrachte Höhe der Barre zum Vergleiche bringt. Folgende Tabelle giebt eine annähernde Werthschätzung der genannten Einflüsse: <sup>3)</sup>

Namen.	Stärke des Ebbestroms.	Stärke des Wellenschlags	Neigungswinkel zwischen beiden.	Höhe der Barre über Niedrig-Wasser.
Riv. de Luçon . .	2	1	+ 90°	+1,0 m Schlick.
Riv. de Marans . .	30	3	+135°	-0,3 m Schlick.
La Rochelle . . .	1	5	+180°	-0,6 m Sand.
Charente . . . .	70	6	-180°	-0,6 m Schlick.
Étier de Brouage .	2	3	-110°	+1,5 m Schlick.
Étier de Merignac .	2	3	-135°	+2,1 m Schlick.
La Seudre . . . .	60	2	-127°	-3,0 m Schlick.
Le Château . . .	1	0	+ 45°	+0,4 m Fels.
La Perrotine . . .	2	3	-130°	+1,5 m Sand.

Nimmt man nur auf die größten Differenzen Rücksicht, so erkennt man sofort, daß die Seudre die bedeutendsten Tiefen hat, wiewohl die Kraft ihres Spülstroms geringer als bei der Charente ist. Der Grund liegt in der geringeren Stärke des Wellenschlags und der günstigeren Neigung desselben gegen die Ebbeströmung. Vergleicht man sodann die Einfahrten der Charente und der Bai von La Rochelle, welche von so außerordentlich verschiedenen Wassermengen durch-

1) Bouquet de la Grye, L'amélioration des embouchures des fleuves.

2) Bouquet de la Grye, Étude hydrogr. de la Baie de La Rochelle.

3) Die Zahlen ad 1 und 2 sind relative Schätzungen. Die Vorzeichen in Col. 3 beziehen sich auf den Sinn der Richtungen, wobei der gleiche Sinn mit +, der umgekehrte Sinn mit — bezeichnet ist.

strömt werden, so erhellt noch deutlicher, daß die Wirkung der Spülung bei der Charente durch andere Verhältnisse stark beeinträchtigt wird. Berücksichtigt man endlich, daß am Château die Austiefung bis auf den felsigen Grund, der ihr eine Grenze setzt, trotz des schwachen Ebbestroms erfolgt ist, so muß man zum Schlusse gelangen: Der Neigungswinkel zwischen Dünung und Ebbestromung beeinflusst vorwiegend die Tiefe der Barre.“

An der von N. nach S. gestreckten Küste des Departements des Landes, wo der Wellenschlag wegen der unmittelbaren Nähe der großen Meerestiefen ungemein heftig ist, sieht man alle Wasserläufe, seiner Einwirkung nachgebend, südwärts ausweichen, in welcher Richtung sie den kleinsten Widerstand finden. Diese Ausweichung dauert so lange, bis die immer weiter abnehmende Spülkraft dem Wellenschlag das Gleichgewicht nicht mehr halten kann, so daß ein besonders heftiger Wind die Mündung verstopft. Die aufgestaute Wassermasse muß sich alsdann durch den vorgebauten Sandwall einen neuen Weg bahnen; und es wird dies dort geschehen, wo ihre lebendige Kraft am größten ist, also in der alten Uferlücke. Verhindert man dies, bei einigermaßen großen Wasserläufen immer von Neuem sich wiederholende Spiel durch Anlage von senkrecht zum Ufer in Richtung der Mündung erbauten Molen, welche dieselbe fixiren, so wird die entstehende Barre sogar dann höchst gefährlich, wenn der Spülstrom ungewöhnlich stark und kräftig ist, z. B. am Adour.

Die Molen müßten also convex zur Windrichtung gekrümmt werden, um den Ebbestrom schräg zu derselben austreten zu lassen. Wirklich zeigen auch sämtliche Häfen der Westküste Frankreichs, daß die Einfahrtstiefen um so besser erhalten bleiben, je weniger scharf die Einfahrtsrichtung dem herrschenden Wellenschlag entgegen tritt. Ähnliche Erscheinungen lassen sich an den Küsten anderer Meere gleichfalls constatiren, z. B. die auffallend günstigen Tiefen der Hafeneinfahrt von Libau, der Mündungen der Schelde, des Hérault u. s. w., andererseits die relativ flachen Barren des Pillauer Tiefs, der Maas, des Grau de la Nouvelle u. s. f.<sup>1)</sup>

Eine analoge Betrachtung über den Einfluß der Neigung des Spülstroms zur Küstenströmung muß zu denselben Resultaten führen. Dieselbe ist häufig die einzige oder vorwiegende Quelle, welche die Sinkstoffe, aus denen die Barre gebildet wird, liefert. Im Früheren ist bereits ihre Wirkung eingehend besprochen worden, und es wird hier nur noch zu betonen sein, daß die unvermeidlichen Ablagerungen, welche durch ihren Zusammenstoß mit der aus den Uferlücken austretenden Strömung entstehen, um so geringer und weniger gefährlich sein werden, je mehr die Austrittsrichtung mit dem Sinne der Wanderung des Küstenstroms übereinstimmt.  
2) „Die Höhe einer Barre wird zum Minimum, wenn Spülstrom und Küstenstrom nahezu dieselbe Richtung haben.“

1) Der italienische Marineofficier Cialdi will den geraden Stoß des Spülstroms gegen den Wellenschlag dadurch vermeiden, daß er die nach der Windseite gelegene Mole bedeutend länger macht, sie aber unmittelbar hinter der eigentlichen Hafeneinfahrt unterbricht, und an das nach der Küste zu liegende Ende einen Querdamm anbaut, welcher die gegen ihn anprallenden Wellen ablenken und durch den so hervorgerufenen seitlichen Strom die Barre wegspülen soll. Wenn diese Anordnung auch vielleicht für die Erhaltung der Tiefe nützlich werden könnte, so würde sie doch gleichzeitig den Einlauf fast unmöglich machen durch die Querströmung und die Kabelleung in der Einfahrt.

2) Bouquet de la Grye, Baie de La Rochelle.

## II. Die Anlage von Seehäfen im Sandgebiet.<sup>1)</sup>

### 4. Capitel. Rücksichtnahme auf Erhaltung der Tiefe.

#### §. 22. Die Lage der Häfen im Allgemeinen.

Sehr viele (und hierher gehört gerade die größte Zahl der Welthäfen) nicht an felsigen Buchten der Steilküsten erbaute Hafenanlagen verdanken die Möglichkeit ihrer dauernden Existenz dem Umstande, daß die spülende Wirkung der Uferlücke, an welcher sie gelegen sind, die Rinne im Küstensaume stets von Neuem reinigt und die Einfahrt offen hält.

Bei Hafenanlagen im Fluthgebiet ist meistens der Innenhafen durch Schleusenthore gegen den Vorhafen abgeschlossen, um dauernd Hochwasser halten zu können. Der Vorhafen wird dann auch als Liegehafen für kleinere Schiffe, welche sich nur kurz aufhalten oder das Aufsetzen vertragen, benutzt. Bei den an größeren Tideflüssen ausgeführten Anlagen dient sehr häufig der Fluß selbst als Vorhafen. Eine Zwischenanlage zwischen den Bassins des Innenhafens und dem Strom macht die Verbindung öfters leichter und rascher, so z. B. kleine Leitmolen, Schleusenkammern und Halbtidebassins. Wo der Strom bedeutende Tiefen, auch bei Niedrigwasser, besitzt, können die Schiffe direct an den Quais anlegen, oder an Ladebrücken, welche in den Strom hineingebaut sind, oder endlich — sie werden durch Schuuten entladen, die ihre Waaren in kleine Seitencanäle (Fleethe) verfahren, an deren Ufer die Magazine gelegen sind. In diesem Fall ist der Strom Vor- und Innenhafen zugleich. Auch bei Flüssen, welche in Binnenmeere münden, kann der offene Strom direct als Vor- und Innenhafen dienen; öfters jedoch sind besondere Bassins hierfür hergestellt.

Wenn unter „Aufsenhafen“ diejenigen Seebau-Anlagen verstanden werden, welche den Zugang von den eigentlichen Häfen zum Meere und umgekehrt vermitteln, so repräsentirt bei regulirten Tideströmen die regulirte Strecke den Aufsenhafen. Am Adour und am Tyne ist derselbe durch Molenbauten gebildet. Die unmittelbar am Meere selbst liegenden Tidehäfen haben ihren Aufsenhafen bassin- oder schlauchartig geformt. Die Hafenanlagen in Binnenmeeren sind mit sehr wenigen Ausnahmen an Uferlücken ausgeführt. Entweder dient die durch Molen bewirkte schlauchförmige Verlängerung oder ein vorgebautes Bassin als Aufsenhafen. Der Aufsenhafen kann eventuell sehr weit von dem Innenhafen entfernt liegen. Für Königsberg würde z. B. das Pillauer Tief, für Stettin die Swinemündung als Aufsenhafen anzusehen sein; in diesem Fall dient oft der Aufsenhafen mehreren Vor- und Innenhäfen gemeinschaftlich, das Pillauer Tief für Pillau, Königsberg und Elbing, die Swinemündung für Swinemünde und Stettin u. s. w.

Die Verschlammung der Vor- und Innenhäfen ist ein unvermeidlicher Uebelstand, um so bedenklicher, je träber die vom Meere her zurücktretenden und je schlickhaltiger die vom Binnenland zugeführten Wassermassen sind. Eine gründliche Reinigung ist in den meisten Fällen nur durch Aufbaggerung zu bewirken.

Die Passirbarkeit der Barren vor denjenigen Aufsenhäfen, welche an flachen Sandküsten im Tidegebiete gelegen

1) In diesem Abschnitt sind die benutzten Quellen, hauptsächlich die Werke von Hagen, Sganzin, Rennie, Voisin-Bey und Stevenson, sowie Monographien und Notizen aus technischen Zeitschriften, nur ausnahmsweise angeführt.

sind, ist dagegen durch Baggern allein nur mit außerordentlichen Opfern dauernd zu ermöglichen. Dafs vor der Mündung der Uferlücken im Küstensaume jedenfalls Barren sich bilden müssen, ist im vorigen Capitel nachgewiesen, ebenso, welche Verhältnisse auf die Höhe derselben und auf die Erhaltung der Fahrinnen von Einfluß sind.

Der Reisebericht,<sup>1)</sup> welchen die mit dem Entwurfe eines Projectes für den Tiefwasserhafen zu Boulogne beauftragten Ingenieure Stoecklin und Laroche veröffentlicht haben, wider-

1) Stoecklin et Laroche, Des Ports maritimes u. s. w.

spricht dieser Ansicht nur scheinbar. Die von ihnen als Beispiele für die Möglichkeit, Barren dauernd zu verhindern, angeführten Häfen liegen entweder an Flüssen oder Uferlücken, welche von kräftigen Spülströmen rein gehalten werden (Antwerpen, Liverpool, Hoek van Holland, Tyne, Nieuwediep, Greenore), oder sind überhaupt nicht an flachen Sandküsten angelegt (Boulogne, Dover, Kingstown). Die Grundbedingung für das dauernde Tiefbleiben der Einfahrtrinnen ist ein kräftiger Spülstrom. Wo ein solcher nicht natürlich vorhanden ist, muß die Kunst ihn ersetzen.

(Fortsetzung folgt.)

## Ueber die Stöße des hydraulischen Widders in den Leitungen.

Eine Untersuchung der Mittel, die man behufs Abschwächung ihrer Wirkungen angewandt hat, von J. Michaud, Ingenieur.

Aus dem bulletin de la société Vaudoise des ingénieurs et des architectes (Jahrgang 1878) übersetzt von Ernst Wolff,  
Docenten an der technischen Hochschule zu Berlin.

### Einleitung.

Wenn man plötzlich die Mündung, durch die das Wasser einer Leitung ausfließt, schließt, so erzeugt man diejenige Erscheinung, die man den Stoß des hydraulischen Widders zu nennen übereingekommen ist. Durch die Aufhebung der Bewegung des Wassers bringt man die Arbeit in der Form der lebendigen Kraft, unter welcher sie aufgespeichert war, zum Verschwinden. Da sie aber doch nicht vernichtet werden kann, muß sie auf irgend eine Weise aufgefangen werden. Hat man daher zu diesem Zweck keine besondere Vorrichtung angeordnet, so müssen die Wände der Leitung die Arbeit aufnehmen, indem sie unter der Wirkung des Ueberdrucks, der unmittelbar daraus hervorgeht, sich ausdehnen.

Nun ist der Weg, den die widerstehende Kraft der stets mehr oder weniger elastischen Wände macht, in der Regel sehr klein, und deswegen muß, um die ganze lebendige Kraft des Wassers zu zerstören, diese widerstehende Kraft um so größer sein, je kleiner der durchlaufene Weg ist. Sobald die Wände der Leitung wenig elastisch sind, wie dies bei Gußeisen der Fall ist, tritt denn auch in Folge dessen Bruch ein. Ist die Geschwindigkeit des Wassers, welches man so zum Stillstand bringt, einigermaßen beträchtlich, so wird die Elasticität der Wände, von welchem Material sie auch seien, vollkommen unzureichend, dem Stoße des Wassers Widerstand zu leisten, und nothwendiger Weise muß ein Bruch entstehen.

Die Stöße in den Leitungen sind immer die Folge davon, daß man eine in Bewegung befindliche Wassermasse mehr oder weniger plötzlich zum Stillstand bringt. Entgegen der Meinung, die in den Gießereien so verbreitet ist, ist das Vorhandensein von Luft niemals die directe Ursache dieser Erscheinung; im Gegentheil die in einer Leitung eingeschlossene Luft kann ein Mittel zur Abschwächung derselben sein, denn sie bietet dem in Bewegung befindlichen Wasser einen Buffer, der stets bereit ist, die aufgespeicherte Arbeit aufzunehmen und, was noch mehr ist, sie unter günstigen Bedingungen aufzunehmen, das heißt, indem sie dem Wasser eine verhältnißmäßig schwache Kraft entgegensetzt, während der zu durchlaufende Weg verhältnißmäßig groß ist.

Doch wollen wir nicht unterlassen zu bemerken, daß die Sorge, welche den Unternehmern von Wasserleitungs-

arbeiten das Vorhandensein von Luft in den Leitungen einflößt, nicht ganz ohne Grund ist. Wenn nämlich das Vorhandensein von Luft auch nie die Ursache des Stoßes ist, so kann doch in der That ihr plötzliches Entweichen oder eine plötzliche Ortsveränderung derselben die Gelegenheit dazu bieten. Es kommt in manchen Fällen vor, daß eine in einer Leitung eingeschlossene Luftmasse, indem sie einfach entweicht oder plötzlich ihre Lage verändert, dem Wasser gestattet, eine gewisse Geschwindigkeit anzunehmen, die nur durch die Wände der Leitung aufgehoben werden kann, und dabei dieselben zerbricht.

Es kommt das mitunter vor während der Füllung von Druckleitungen, einer Arbeit, die darin besteht, daß man die Luft, die sich in ihnen befindet, entfernt und in demselben Maasse durch Wasser ersetzt.

Es ist augenscheinlich, daß man in erster Linie diese Füllung sehr langsam bewirken muß, ganz abgesehen vom Vorhandensein oder Nichtvorhandensein der Luft; denn andernfalls würde, sobald man auf einmal eine große Wassermasse schnell eintreten läßt, der Stoß, der die Folge des Stillstandes dieses Wassers im Augenblicke seiner Ankunft am Ende der Leitung ist, um so gefährlicher werden, je größer die Geschwindigkeit der Füllung ist. Diese Vorsichtsmaßregel reicht jedoch nicht immer aus, denn selbst wenn sie getroffen ist, kann es vorkommen, daß eine gewisse Masse Luft, die sich gerade an bestimmten Punkten der Leitung besonders an den hochgelegenen befindet, später plötzlich aus einer oder der anderen Ursache ihren Ort verläßt und vermöge ihrer geringen Dichtigkeit schnell bis zum oberen Ende der Leitung aufsteigt. Die Folge davon ist, daß eine Wassersäule von einer je nach den Umständen veränderlichen Größe sich in Bewegung setzt, ohne daß man daran denkt, und ohne daß man es verhindern könnte, daß sie eine gewisse Geschwindigkeit annimmt, um ein gewisses Stück sich vorbewegt und, gezwungen, plötzlich Halt zu machen, einen Stoß verursacht, der verderbenbringend sein kann.

Es ist deswegen wichtig, daß man die Füllung einer Leitung vorsichtig und langsam bewirkt, so sehr wie möglich den regelmäßigen und allmäligen Austritt der Luft erleichtert und so die Bildung dieser gefährlichen Blasen verhindert.

Gerade derartige Erscheinungen rechtfertigen die Anwendung von Luftständern und Entlüftungsventilen.

Es ließen sich Fälle anführen, in denen verschiedene Strecken von Leitungen, die zufällig behufs Vornahme von Reparatur oder zu anderen Zwecken geleert waren, von neuem gefüllt wurden, ohne daß man die für den Austritt der Luft geeigneten Vorsichtsmaafsregeln ergriffen hätte. Die Folge davon war, daß mitten in der folgenden Nacht die so in die Leitung eingeführten Luftblasen, welche nicht mehr durch die herabgehende Bewegung des Wassers in ihrer Lage festgehalten wurden, ziemlich schnell durch den Hochbehälter entwichen und Stöße verursachten, die anscheinend unerklärlich waren, deren Vorkommen jedoch am folgenden Morgen durch die Nadel eines Maximummanometers verrathen wurde.

Wir wollen noch hinzufügen, daß man oft dem Vorhandensein von Luft gewisse Rohrbrüche zuschreibt, die sich zur Zeit der ersten Füllung einer Leitung einstellen und einfach dem Umstande ihre Entstehung verdanken, daß das gebrochene Rohr dem normalen Druck, dem es regelmäfsig ausgesetzt werden sollte, zu widerstehen außer Stande war. Es ist nämlich unvermeidlich, daß wenn die Arbeit der Legung der Leitung, um die es sich handelt, einigermaafsen langwierig und schwierig ist, manche Röhren, die im Anfang vollkommen gesund waren, während an ihnen gearbeitet wird, durch Stöße oder auf andere Weise beschädigt werden. Außerdem steht fest, daß Röhre, die zur Zeit der Prüfung durch die hydraulische Presse während kurzer Augenblicke höheren Drucken Widerstand geleistet haben, unter der einfachen Wirkung des normalen Drucks, dem sie unterworfen werden sollen, springen, wenn dieser eine gewisse Zeit hindurch gewirkt hat.<sup>1)</sup>

Der mehr oder weniger schnelle Schluß der Schieber einer Druckleitung und das Spiel der Steuerung an den Wassersäulenmaschinen geben Veranlassung zur Bildung von Stößen, die man nicht immer zu verhüten im Stande ist, wie im Falle der Füllung. Man sucht dann ihre Wirkungen soviel wie möglich abzuschwächen, indem man Windkessel oder Sicherheitsventile anwendet.

#### Berechnung der Gröfse der Windkessel.

Das Mittel, welches zur Minderung der Wirkungen der Stöße am häufigsten benutzt worden ist, ist der Windkessel. Wenn das in Bewegung befindliche Wasser durch die eben vor ihm geschlossene Mündung nicht mehr entweichen kann, tritt es in den Windkessel ein und comprimirt die Luft so lange, bis die ganze Arbeit, die es enthielt, verzehrt und es selbst zur Ruhe gekommen ist. Ihrerseits dehnt sich nun die Luft aus und giebt an das Wasser die Arbeit, die sie von demselben empfangen hatte, zurück, indem sie ihm eine Geschwindigkeit ertheilt von gleicher Gröfse und entgegengesetztem Sinne von der, die im Augenblick des Schlusses bestand. In Folge der so erlangten Geschwindigkeit erlaubt das Wasser, welches seine rückläufige Bewegung fortsetzt, der Luft, sich weit über ihr ursprüngliches Volumen hinaus

1) Zwei große Leitungen, welche die Stadt Lausanne versorgen, haben bei der ersten Füllung und während der ersten Wochen, die darauf folgten, einen Bruch von nahezu einem Procent ihrer gußeisernen Röhre gehabt. Die Gesammtlänge der gußeisernen Theile der Leitungen beträgt ungefähr 14000 m und die Durchmesser halten sich innerhalb der Grenzen von 30 und 53 cm.

auszudehnen, bis schliesslich die Schwere so weit kommt, das Wasser ein zweites Mal zum Stillstand zu bringen, um es nochmals umkehren zu lassen. So ergiebt sich eine Reihe von Schwingungen, die nie aufhören würden, wenn die zu Anfang im Wasser aufgespeicherte Arbeit nicht schliesslich in Folge der verschiedenen Reibungen verschwände.

Der Windkessel hat vor dem Sicherheitsventil den Vorzug, daß bei ihm kein Wasser, also auch keine Arbeit verloren geht.

Wir wollen uns hier weder damit aufhalten, von der Form der Windkessel zu sprechen, noch von der Nothwendigkeit der Erneuerung der Luft, die das unter Druck befindliche Wasser allmähig verschluckt, noch von den Vorsichtsmaafsregeln, die man treffen muß, um sich immer von dem Volumen der im Kessel enthaltenen Luft Rechenschaft geben zu können.

Wir wollen uns auf die Berechnung seiner Maafse beschränken.

Es sollen bedeuten:

- $p_0$  den Druck der Atmosphäre auf den Behälter, der die Leitung speist;
- $h$  die Gesammthöhe des Gefälles;
- $H$  den Ueberschufs an Druck, in Wassersäulenhöhe gemessen, der bei der Festigkeit der Leitung zulässig ist;
- $m$  die Masse des in Bewegung befindlichen Wassers;
- $S$  den Querschnitt der Leitung;
- $S'$  den Querschnitt des Windkessels;
- $V$  das Volumen der Luft im Kessel in einem beliebigen Augenblicke;
- $p$  den Druck der Luft im Kessel in einem beliebigen Augenblicke;
- $u$  die Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung;
- $ku^2$  den Druckhöhenverlust, der der Geschwindigkeit  $u$  entspricht.

Der Coefficient  $k$  ist nach Darcy für ein und dieselbe Leitung constant, welches auch die Geschwindigkeit sei. Er bedeutet nichts anderes als den Druckhöhenverlust, welcher der Geschwindigkeit von 1 m entspricht.

Von den hierunter angewandten Buchstaben soll sich beziehen:

- der Index „ auf den statischen Zustand;
- „ „ 1 auf den Beginn des Stofses;
- „ „ 2 auf den Augenblick, wo der Druck ein Maximum ist;
- „ „ 3 auf den Augenblick, wo der Druck ein Minimum ist.

Um die Aufgabe zu lösen, muß man von der Differentialgleichung der lebendigen Kraft Gebrauch machen. In unseren ersten Rechnungen wollen wir den Einfluß der

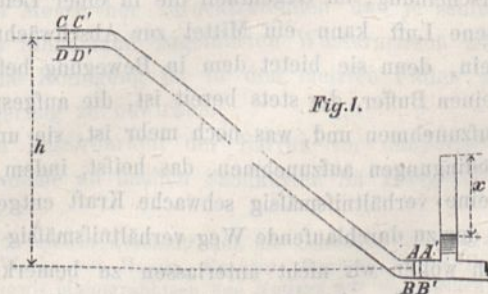


Fig. 1.

Zusammendrückbarkeit des Wassers und den der Elasticität der Wände vernachlässigen.

1. Fall. — Es ist nur eine Mündung am Ende der Leitung vorhanden und diese wird ganz und in einem Augenblicke geschlossen.

Die Gleichung der lebendigen Kraft giebt für den Zeitraum  $dt$  (Fig. 1 auf Spalte 424):

$$mudu = Sp_0 \times CC' + 1000 Sh \times AA' - 1000 ku^2 S \times AA' - Sp \times AA'$$

$$\text{oder } mudu = -S' p_0 dx - 1000 S' h dx + 1000 ku^2 S' dx + S' p dx. ^1)$$

Das erste Glied ist das Differential der lebendigen Kraft.

Im zweiten Gliede findet man hinter einander die Arbeit des Drucks der Atmosphäre, die Arbeit der Schwere, die negative Arbeit der Reibung mittelst des Druckhöhenverlustes ausgedrückt, endlich die Arbeit des Widerstandes der Luft im Windkessel.

Beachten wir, daß  $p = \frac{p_e x_e}{x}$  und  $p_e = p_0 + 1000 h$ , so erhalten wir

$$mudu = -S' (p_e - 1000 ku^2) dx + S' \frac{p_e x_e}{x} dx$$

und setzen wir

$$y = u^2$$

und

$$dy = 2 u du,$$

so erhalten wir

$$\frac{m}{2} dy - 1000 S' k y dx = -S' p_e dx + S' p_e x_e \frac{dx}{x}$$

$$\text{oder wenn wir setzen } A = -\frac{2000 S' k}{m} \text{ und } B = -\frac{2 S' p_e}{m}$$

$$dy + Ay dx = B \left(1 - \frac{x_e}{x}\right) dx$$

$$\text{also } y = e^{-\int A dx} \left[ \int e^{\int A dx} B \left(1 - \frac{x_e}{x}\right) dx + C \right].$$

Statt den Versuch einer Auflösung dieser Gleichung zu machen, welche auf divergirende Reihen führt, ziehen wir vor, für die Bedürfnisse der Praxis eine einfachere Lösung der Aufgabe zu suchen.

Wir wollen zunächst voraussetzen, daß der Druckverlust gleich Null ist, so daß  $k = 0$ ,  $p_e = p_1$  und  $V_e = V_1$  da, wenn kein Druckverlust stattfindet, der Druck im Augenblick des Schlusses der Mündung gleich dem statischen Drucke ist.

Aus der Gleichung der lebendigen Kraft entsteht dann:

$$mudu = -S' p_e dx + S' p_e \frac{x_e}{x} dx$$

und das giebt zwischen den Grenzen  $u_1$  und  $u$  und  $x_e$  und  $x$  integriert

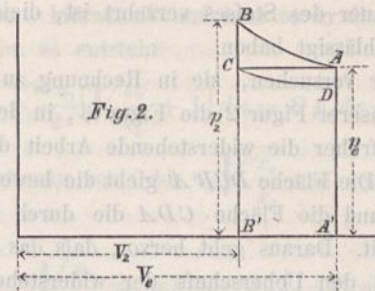
$$a) \frac{1}{2} m u_1^2 - \frac{1}{2} m u^2 = V_e p_e \ln \frac{p}{p_e} - (V_e - V) p_e.$$

Wenn die Geschwindigkeit  $u$  gleich 0 geworden ist, das heißt wenn das Maximum des Drucks erreicht ist, hat man

$$b) \frac{1}{2} m u_1^2 = V_e p_e \ln \frac{p_2}{p_e} - (V_e - V_2) p_e.$$

Die beiden Ausdrücke der rechten Seite der Gleichung b können wir graphisch darstellen. Zu dem Ende ziehen wir (Fig. 2) das Hyperbelstück  $AB$ , welches die Veränderungen des Drucks im Windkessel angiebt, während das Volumen der Luft von seinem Anfangswerthe  $V_e$  oder  $V_1$  in den End-

1)  $dx$  ist negativ, weil  $x$  abnimmt.



werth  $V_2$  übergeht. Die Fläche  $ABB'A'$  stellt den Ausdruck  $V_e p_e \ln \frac{p_2}{p_e}$  oder die durch die Luft des Windkessels aufgezehrte Arbeit dar, während die Fläche  $ACB'A'$  die Arbeit angiebt, die durch die Schwere und den Druck der Atmosphäre dem Wasser geliefert ist. Der Unterschied beider Flächen, nämlich das krummlinige Dreieck  $ABC$ , ist gleich der linken Seite der Gleichung, nämlich der Arbeit, die in der Gestalt lebendiger Kraft im bewegten Wasser aufgespeichert ist.

Wenn man dem Windkessel eine angemessene GröÙe gegeben hat, so ist der Unterschied der beiden Volumina  $V_1$  und  $V_2$  verhältnißmäßig klein und die Hyperbel  $AB$  wird sich sehr merkbar der geraden Linie nähern. Ist es gestattet, innerhalb dieser Grenzen an die Stelle der Hyperbel eine Gerade zu setzen, so entsteht aus den Gleichungen a und b:

$$a_1) \frac{1}{2} m u_1^2 - \frac{1}{2} m u^2 = (V_e - V) \frac{p - p_e}{2}$$

$$b_1) \frac{1}{2} m u_1^2 = (V_e - V_2) \frac{p_2 - p_e}{2}$$

Die Formel  $a_1$  wird uns die Veränderungen der Geschwindigkeit  $u$ , die vom Werth  $u_1$ , wenn das Volumen  $V_1$  ist, in den Werth 0 übergeht, wenn das Volumen  $V_2$  ist, zu berechnen gestatten, immer vorausgesetzt, daß an die Stelle der Hyperbel eine gerade Linie gesetzt wird.

Wenn wir  $V_1 - V = v$  und  $p - p_1 = P$  setzen, so wird aus der Gleichung  $a_1$ :

$$u^2 = u_1^2 - \frac{v P}{m}$$

Es ist aber

$$P = \frac{P_2 v}{v_2}$$

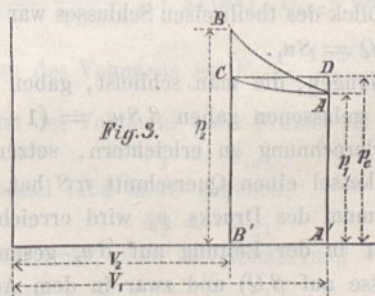
also

$$u^2 = u_1^2 - \frac{P_2 v^2}{v_2 m}$$

Multiplizieren wir dies mit 1000  $k$ , so ergibt sich

$$1000 k u^2 = 1000 k u_1^2 - \frac{1000 k P_2 v^2}{v_2 m}$$

Wenn wir die vorstehenden Werthe von 1000  $ku^2$ , d. h. den Druckverlust, der in jedem Momente stattfindet, als Ordinaten von  $AC$  abwärts auftragen, so beschreiben wir eine Curve, die eine Parabel mit verticaler Axe ist, welche ihren



Scheitel in  $D$  hat. Nun ist aber die Fläche  $CAD$  nichts Anderes als die Arbeit, welche durch die Reibung während

der ganzen Dauer des Stofses verzehrt ist, diejenige Arbeit, die wir vernachlässigt haben.

Wenn wir versuchen, sie in Rechnung zu stellen, so entsteht aus unserer Figur 2 die Figur 3, in der die Fläche  $ABB'A'$  wie früher die widerstehende Arbeit des Windkessels bedeutet. Die Fläche  $DCB'A'$  giebt die bewegende Arbeit der Schwere und die Fläche  $CDA$  die durch die Reibung verzehrte Arbeit. Daraus geht hervor, daß das krummlinige Dreieck  $ABC$  den Ueberschuß der widerstehenden Arbeit über die bewegende darstellt und daß dieser der lebendigen Kraft des Wassers gleich sein muß, damit während des Uebergangs des Volumens  $V_1$  in das Volumen  $V_2$  die Bewegung des Wassers zum Stillstand gebracht wird.

Um diese Gleichheit in Form einer Gleichung zum Ausdruck zu bringen, kann man an Stelle der Hyperbel  $AB$  und der Parabel  $AC$  gerade Linien setzen und man hat dann ein geradliniges Dreieck  $ABC$ , dessen Fläche nahezu gleich dem des krummlinigen Dreiecks ist. Aus der Gleichung b wird schliesslich

$$\frac{m u_1^2}{2} = (V_1 - V_2) \frac{p_2 - p_e}{2}.$$

Diese Gleichung unterscheidet sich von der vorhergehenden nur dadurch, daß die Differenz  $(V_1 - V_2)$ , welche in der zweiten auftritt, immer größer ist als die Differenz  $(V_e - V_2)$ , welche in der ersten steht.

Dieses Schlussresultat zeigt außerdem, daß die Annahme, welche als Grundlage für die Berechnung der Veränderungen der Geschwindigkeit  $u$  gedient hat, der Wahrheit sehr nahe kommt, so daß dadurch die Richtigkeit der Werthe, welche für die Berechnung der Arbeit der Reibung entwickelt sind, bestätigt wird.

Da der Werth, den man in der Praxis zu berechnen hat, das Volumen  $V_e$  und nicht die Differenz  $(V_1 - V_2)$  ist, so muß vorstehende Formel noch durch die folgende, in der  $V_1$  und  $V_2$  durch  $V_e$  ausgedrückt sind, ersetzt werden.

$$\text{I. } V_e = \frac{p_1 p_2 m u_1^2}{p_e (p_2 - p_1) (p_2 - p_e)}.$$

Hätte man den Einfluß des Druckverlustes vernachlässigt, so würde man gefunden haben:

$$\text{Ia. } V_e = \frac{p_2}{(p_2 - p_e)^2} m u_1^2.$$

Diese beiden Formeln sind einfacher und die erste ist genauer als die, welche gewöhnlich angewandt wird, bei welcher der Einfluß des Druckverlustes in Folge der Reibung vernachlässigt ist.

2. Fall. — Die Leitung endigt in mehreren Mündungen, von denen man einige in einem Augenblick schließt, oder, was auf dasselbe hinauskommt, in einer Mündung, die man nur theilweise schließt.

Im Augenblick des theilweisen Schlusses war die Gesamtausflußmenge  $Q = S u_1$ .

Die Mündungen, die man schließt, gaben  $\alpha S u_1$ .

Die offen gelassenen gaben  $\beta S u_1 = (1 - \alpha) S u_1$ .

Um die Berechnung zu erleichtern, setzen wir voraus, daß der Windkessel einen Querschnitt  $\alpha S$  hat.

Das Maximum des Drucks  $p_2$  wird erreicht, bevor die Geschwindigkeit in der Leitung auf  $\beta u_1$  gesunken ist (und die Ausflußmasse auf  $\beta Q$ ) und zwar in dem Augenblick, in dem  $u_2 = \beta u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x_2}}$  ist, wovon man sich leicht überzeugen

kann, wenn man erwägt, daß die offen gebliebenen Mündungen, die, wenn der Druck auf seine normale Höhe zurückgekehrt sein wird, zusammen  $\beta S u_1$  geben werden, mehr geben müssen in dem Augenblick, in welchem in Folge des Stofses der Druck augenblicklich vergrößert ist.

Nehmen wir an, daß der Druckverlust einen Werth habe, der constant ist, und zwar gleich seinem mittleren, und setzen  $1000 k \frac{u_1^2 + \beta^2 u_1^2}{2} = K$ , so haben wir als Gleichung der lebendigen Kräfte

$$m u du = S u (p_e - K) dt - S u p_e \frac{x_e}{x} dt.$$

Die Vergleichung der Wassermassen, die in der Leitung ankommen, mit denen, die in den Windkessel eintreten oder durch die offen gebliebenen Mündungen ausfließen, giebt uns eine zweite Gleichung.

Im Augenblicke, wo die Länge des Raumes, die von der Luft im Kessel eingenommen wird,  $x$  ist, ist der Druck  $y = p_1 \frac{x_1}{x}$ , und die entsprechenden Ausflußmengen sind:

1. durch die noch offenen Mündungen  $\beta S u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}$ .
2. in den Windkessel hinein  $S u - \beta S u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}$ .

Da der Querschnitt des Windkessels  $\alpha S$  ist, so hat man als Geschwindigkeit darin

$$\frac{S u - \beta S u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}}{\alpha S} = - \frac{dx}{dt}.$$

Wenn man daraus  $dt$  auszieht und in die vorhergehende Gleichung einsetzt, ergibt sich:

$$m u du - m \beta u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}} du = \alpha S p_e \frac{x_e}{x} dx - \alpha S (p_e - K) dx.$$

Man kann in der Praxis diese Differentialgleichung auflösen, indem man den Ausdruck  $\beta u_1 \sqrt{\frac{x_1}{x}}$ , der der Ausflußmasse der offen gebliebenen Mündungen entspricht, durch seinen mittleren Werth ersetzt. Der so begangene Fehler ist sehr klein, wenn  $\frac{x_1}{x_2} = \frac{p_2}{p_1}$ , was der äußerste Werth von  $\frac{x_1}{x}$  ist, nicht zu sehr von der Einheit abweicht, und dies wird immer der Fall sein bei einer mit Verständniß entworfenen Anlage.

Aus der Gleichung entsteht dann:

$$m u du - m \beta u_1 \left( \frac{1 + \sqrt{\frac{x_1}{x_2}}}{2} \right) du = \alpha S p_e \frac{x_e}{x} dx - \alpha S (p_e - K) dx,$$

was von  $u_1$  bis  $\beta u_1 \sqrt{\frac{x_e}{x_2}}$  und von  $x_1$  bis  $x_2$  integrirt giebt

$$\frac{1}{2} m u_1^2 \left( \alpha - \alpha \beta \sqrt{\frac{p_2}{p_1}} \right) = V_e p \ln \frac{p_2}{p_1} - (V_1 - V_2) (p_e - K).$$

Construirt man eine Figur analog der Figur 3, so sieht man, daß diese Formel fast ohne Fehler in der einfacheren Form geschrieben werden kann:

$$\text{II. } \frac{1}{2} m u_1^2 \left( \alpha - \alpha \beta \sqrt{\frac{p_2}{p_1}} \right) = (V_1 - V_2) \frac{p_2 - (p_e - 1000 k \beta^2 u_1^2)}{2}.$$

Die Untersuchung der Gleichung II zeigt, daß wenn man beispielsweise eine Leitung hat, die in zwei gleich großen Mündungen endigt, aus denen gleichzeitig Ausfluß stattfindet, das Maximum des Drucks, welches entsteht, wenn man plötzlich die erste Mündung schließt, kleiner ist als das, welches erreicht wird, wenn nach Wiederherstellung des Gleichgewichts man plötzlich die zweite Mündung schließt; und dennoch ist das Quantum der lebendigen Kraft, welches der Windkessel zu zerstören hat, im ersten Falle dreimal so groß als im zweiten. Das erklärt sich durch den Ueberschuß an Arbeit, welchen das aus der zweiten Mündung fließende Wasser leistet, während sich der durch den Schluß der ersten verursachte Stoß vollzieht.

Im Falle eine Leitung in mehreren Mündungen endigt, die nie gleichzeitig geschlossen werden, muß man deswegen den Windkessel am Ende unter der Voraussetzung berechnen, daß aus der größten Mündung allein Ausfluß stattfindet und diese geschlossen wird.

Es würde aber nicht genügen, wenn man dem Kessel die mit Hilfe der Formeln I und II erlangten Maße geben wollte. In Folge der Ausdehnung, die auf die erste Zusammendrückung folgt, könnte es sich nämlich ereignen, daß Luft aus dem Kessel aus- und in die Rohre der Leitung eintritt, ohne daß dieselbe durch die folgende Schwingung in ihre richtige Lage zurückgeführt würde. Das würde, was die Heftigkeit des Stoßes anbelangt, zu keinen Unzuträglichkeiten führen, aber es könnte leicht kommen, daß im Augenblicke der Wiederöffnung der Mündung, oder im Falle 2 sogar während des Stoßes, die in die Leitung gelangte Luft gleichzeitig mit dem Wasser nach außen entweiche. Um das Maximum des Volumens, welches nach dem Stoße von der Luft eingenommen wird, zu bestimmen, muß man unter Berücksichtigung des Druckhöhenverlustes die umgekehrte Geschwindigkeit des Wassers in dem Augenblick, wo das anfängliche Volumen der Luft wieder erreicht ist, berechnen und dann mit Hilfe dieser gegebenen Größe das schließliche Volumen im Augenblick, wo die rückläufige Bewegung wieder aufgehoben ist, bestimmen.

Man erhält dabei nahezu dieselben Resultate, wie wenn man untersucht, welche Ausdehnung das Volumen der Luft erleidet, wenn man plötzlich die Mündung öffnet.

Nehmen wir wieder die Figur 1 und vernachlässigen den Druckverlust, so haben wir unter letzterer Voraussetzung für die Bewegung der Masse  $ABCD$  nach  $A'B'C'D'$

$$m u du = S p_e u dt - S p_e \frac{x_e}{x} u dt.$$

Da der Querschnitt des Windkessels  $S'$  ist, so ergibt eine Vergleichung der Durchflussmengen oberhalb des Kessels und im Kessel mit der Ausflußmenge durch die Mündung die Gleichung:

$$S u + S' \frac{dx}{dt} = \frac{S u_1}{2} \left( \sqrt{\frac{x_e}{x_3}} + 1 \right).$$

Das zweite Glied ist das Mittel von der Ausflußmenge der Mündung, welche von ihrem Anfangswerthe  $S u_1$  in den Werth  $S u_1 \sqrt{\frac{x_e}{x_3}}$  übergeht, wenn der Druck von  $p_e$  auf  $p_3$  sinkt. Der Fehler, den man macht, indem man an Stelle der wirklichen Ausflußmenge die mittlere setzt, kann vernachlässigt werden.

Zieht man hieraus  $dt$  und setzt es in die vorhergehende Gleichung ein, so entsteht

$$- m u du + \frac{m u_1}{2} \left( \sqrt{\frac{x_e}{x_3}} + 1 \right) du = S' p_e dx - S' p_e \frac{x_e}{x} dx.$$

Integrirt man von 0 bis  $u_1 \sqrt{\frac{x_e}{x_3}}$  und von  $x_e$  bis  $x_3$ , so findet man

$$\frac{m}{2} u_1^2 \sqrt{\frac{p_3}{p_e}} = p_e (V_3 - V_e) - V_e p_e \ln \frac{p_e}{p_3}.$$

Führt man in diese Gleichung die negative Arbeit der Reibung ein und ersetzt die Hyperbel durch eine Gerade, so kann man schreiben:

$$\frac{m}{2} u_1^2 \sqrt{\frac{p_3}{p_e}} = (V_3 - V_e) \frac{p_e - (p_3 + 1000 k u_1^2)}{2},$$

oder

$$\text{III. } \frac{m u_1^2}{V_e \sqrt{p_e}} = \frac{(p_e - p_3)(p_e - p_3 - 1000 k u_1^2)}{p_3^{1.5}}.$$

Aus dieser Gleichung kann man durch allmähige Annäherung leicht  $p_3$  und daraus  $V_3$  berechnen.

Uebrigens kann man sich behufs Berechnung von  $V_3$  vollständig mit der nachstehenden Formel IIIa als einer hinreichend genauen begnügen, in der der Einfluß des Druckverlustes vernachlässigt, die Ersetzung der Hyperbel durch eine Gerade beibehalten und einfach ausgedrückt wird, daß zwischen der Arbeit, welche die sich ausdehnende Luft liefert, wenn das Wasser sich in Bewegung setzt, und zwischen der Arbeit, die sie aufnimmt bei Aufhebung der Bewegung des Wassers, vollständige Gleichheit herrscht.

$$\text{IIIa. } V_3 = 2 V_e - V_2.$$

Beispiele. — Die Leitung, welche das Wasser des Hochbehälters von Chailly nach dem Bahnhof du Flon führt zur Bedienung der Turbine der Drahtseilbahn Lausanne Ouchy, hat 2550 m Länge und 50 cm Durchmesser. Das Gesamtgefälle beträgt 140 m. Setzen wir voraus, das Wasser habe eine Geschwindigkeit von 35 cm, was einer Ausflußmenge von 70 l und 100 Pferdekraften entspricht, und nehmen wir an, daß der Druck der Atmosphäre auf den Hochbehälter 10 m Wasserhöhe entspricht und der erlaubte Ueberdruck  $H$  10 m beträgt.

Der Coefficient  $k$  oder der Druckverlust für 1 m Geschwindigkeit ist gleich 11.

Schließt man plötzlich den Schieber am Ende der Leitung, so hat man nach Formel I:

$$V_e = \frac{148600 \cdot 160000 \cdot 51000 \cdot 0,35^2}{150000 \cdot 11400 \cdot 10000} = 8,7.$$

Die Formel Ia, bei der der Einfluß des Druckverlustes nicht berücksichtigt ist, würde gegeben haben:

$$V_e = \frac{160000}{10000^2} \cdot 51000 \cdot 0,35^2 = 10,0.$$

Das Minimum des Volumens ist  $V_2 = \frac{150000}{160000} \cdot 8,7 = 8,16$ .

Das Maximum des Volumens nach Formel III berechnet, ist:

$$V_3 = 9,35.$$

Die Formel IIIa hätte gegeben

$$V_3 = 9,24.$$

Das zeigt wohl, daß die Annäherung der Formel IIIa genügend ist.

Nach den Berechnungen eines Professors, der für eine Autorität in der Hydraulik gilt, hatte man an das Ende der

Leitung Lausanne Ouchy einen Windkessel von  $0,250$  cbm Inhalt gesetzt. Wenn der Maschinist aus Unaufmerksamkeit die Mündung in einem Augenblick oder nahezu in einem solchen geschlossen hätte, was immerhin möglich war, so hätte sich der Druck nach Formel I auf  $226$  m erhöhen müssen. In Wirklichkeit hat der Druck bei den verderblichsten Stößen  $210$  m nicht überschritten, einmal, weil der Schluß nicht absolut in einem Augenblick stattfand, und weiter, weil die Elasticität der Wände und die Zusammenrückbarkeit des Wassers einen noch größeren Einfluß ausüben als ein Windkessel von  $250$  l Inhalt.

#### Sicherheitsventile.

Wenn ein Sicherheitsventil richtig angeordnet ist, muß es sich vollständig öffnen können, ohne daß der Ueberdruck in dem Gefäß, zu dessen Schutz es da ist, vom Beginn bis zum Schluß der Oeffnung sich ändert. Diese anscheinend so einfache Bedingung ist im Gegentheil sehr schwer zu erfüllen. Bei den meisten Modellen, die bei der Industrie Anwendung gefunden haben, fängt das Ventil wirklich in dem Augenblicke an sich zu heben, wo der Ueberdruck den berechneten Werth erreicht, aber in dem Maße, wie die Ausflußöffnung größer wird, nimmt der Ueberdruck im Inneren des Gefäßes auch zu in Folge der Geschwindigkeit, die der Flüssigkeit an der Stelle, wo sie auf das Ventil wirkt, ertheilt werden muß, bevor sie nach außen entweicht.

Eine andere Schwierigkeit bei der Berechnung dieser Apparate ist die Unsicherheit, in der man sich bezüglich der Lage der Punkte, in denen die wirkliche Berührung zwischen dem Ventil und seinem Sitze stattfindet und folglich auch bezüglich der Ausdehnung der dem inneren Drucke unterworfenen Fläche befindet. In dem Falle eines Sicherheitsventils für eine hydraulische Presse wird die Unsicherheit sehr störend, ja selbst gefährlich, weil die ringförmige Fläche, deren verschiedene Punkte die Grenzlinie zwischen den Räumen, in denen der innere und äußere Druck herrscht, angeben können, sehr groß im Verhältniß zu der ist, die auf alle Fälle dem Wasserdruck ausgesetzt ist.

Wenn es sich um die Berechnung von Ventilen handelt, welche die Wirkungen von Stößen in Wasserleitungen vermindern sollen, muß man die Trägheit des Gewichts berücksichtigen, zu dessen Anwendung man sich veranlaßt sehen kann, um die Drucke auf das Ventil in das Gleichgewicht zu bringen. Diesen Gedanken bestimmter zum Ausdruck zu bringen, wollen wir annehmen, es handelt sich um eine Leitung von  $10$  Atmosphären Druck, für die ein Ueberdruck von  $2$  Atmosphären erlaubt ist. Ist für das Ventil mittelst eines angemessenen Gewichts das Gleichgewicht hergestellt, so wird ein Druck, der unendlich wenig über die berechneten  $12$  Atmosphären hinausgeht, zur Aufhebung des Ventils und des dasselbe belastenden Gewichts hinreichen, aber nur unter der Bedingung, daß man ihm hierzu unendlich lange Zeit läßt. Es ist leicht einzusehen, daß dieser Ueberdruck über die vorgesehenen  $12$  Atmosphären noch um weitere  $12$  Atmosphären hinausgehen müßte, wenn das Ventil sich mit der Geschwindigkeit eines frei fallenden Körpers heben sollte. Genau dieselben Erwägungen wiederholen sich, wenn das Gewicht am Ende eines Hebels wirkt. Wenn das belastete Ventil mit einem Windkessel combinirt wird, kann

die der Trägheit des Gewichts anhängende Unzulänglichkeit nahezu ganz verschwinden.

Diese Unzulänglichkeit stellt sich nicht ein bei Federventilen, weil da nur wenig Masse in Bewegung zu setzen ist, dafür aber giebt es eine andere sehr bedeutende, nämlich die Federn müssen außerordentlich lang sein, wenn man will, daß der Druck, dem sie widerstehen, im Verhältniß zu ihrer Ausdehnung sich wenig ändert. Die Doppelsitzventile zeigen in einem noch höheren Grade die Unzulänglichkeit, welche von der Unsicherheit in der Berechnung der Belastung, die sie erhalten müssen, kommt. Sie haben den Vorzug, daß sie nur verhältnißmäßig geringe Belastungen brauchen und nur einen halb so großen Hub, um bei gleichem Durchmesser dieselbe Ausflußöffnung zu geben wie die gewöhnlichen Ventile.

Endlich ist eine allen diesen Ventilen gemeinsame Unzulänglichkeit ihre Undichtigkeit; es ist ja leicht einzusehen, daß trotz aller auf die Abdrehung der Sitze verwandten Sorgfalt der Unterschied zwischen der Last, die das Ventil auf seinem Platz erhält und der Kraft, die es aufzuheben bestrebt ist, da er nothwendigerweise sehr klein sein muß, eben deswegen wenig im Stande ist, einen guten Schluß zu erhalten. Die Schwierigkeit, die Doppelsitzventile dicht zu machen, ist viel größer als bei den anderen Systemen wegen der Geringfügigkeit des Ueberdrucks im Verhältniß zur Größe beider Sitze.

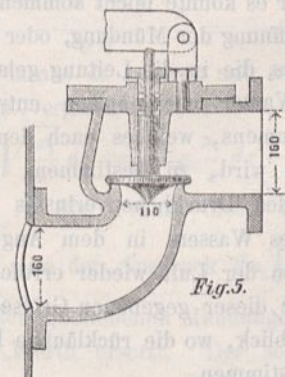


Fig. 5.

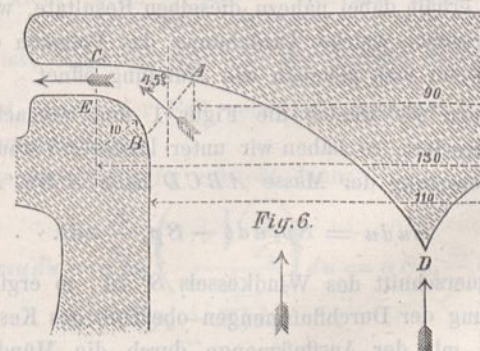


Fig. 6.

Nichts kann die verschiedenen Schwierigkeiten und selbst die verschiedenen Irrthümer, denen man bei der Berechnung der Sicherheitsventile ausgesetzt ist, besser zeigen, als wenn wir das in Fig. 5 und 6 dargestellte Sicherheitsventil als Beispiel benutzen. Dieses Ventil ist bei der Leitung der Bahn Lausanne Ouchy nach den Zeichnungen und Berechnungen des schon erwähnten Professors angebracht worden, nachdem die Erfahrung die Unzulänglichkeit des Windkessels von  $250$  l Inhalt dargethan hatte. Wir wollen zunächst den Gang derjenigen Rechnung geben, die als Grundlage für



seine Construction gedient hat, später wollen wir versuchen, eine andere genauere aufzustellen.

Erste Berechnung. — Das Maximum der Ausflussmasse in der mit diesem Ventil versehenen Leitung beträgt 136 l, der normale Druck 140 m und der erlaubte Ueberdruck während der Stöße 15 m. Unter diesem Gesamtdrucke von 155 m genügt, wenn man den Ausfluscoefficienten zu  $0,85$  rechnet, ein Querschnitt der Oeffnung von 29 qcm, um den Ausfluß von 136 l sicher zu stellen. Man erhält diesen Querschnitt von 29 qcm durch ein Ventil von 13 cm Durchmesser, wenn dieses sich um 7 mm hebt. Eine Belastung von 2057 kg, die auf das Ventil wirkt, hält dem inneren Drucke von 155 m das Gleichgewicht. Die Belastung wird mittelst einer Spiralfeder erzielt, die am Ende eines Hebels, dessen Arme das Verhältniss 1 zu 10 haben, wirkt und einen Zug von 205,7 kg ausübt. Die Feder besteht aus einem Stahldrahte von 14 mm Durchmesser, der in 40 Windungen von 10 cm mittlerem Durchmesser aufgerollt ist, und es genügt, sie um 221 mm auszudehnen, um den verlangten Zug von 205,7 kg zu erhalten. Wenn das Ventil um die 7 mm gehoben wird, die nöthig sind, um die fragliche Ausflussmasse von 136 l zu geben, muß offenbar die Feder sich um noch 70 mm ausdehnen, doch wird sie trotz dieser Ausdehnung noch weit von dem Punkte entfernt sein, wo sie Gefahr läuft zu brechen.

Abgeänderte Berechnung. — Die folgenden Rechnungen werden uns zeigen, daß dieses Ventil, welches planmäßig seine Aufgabe vollkommen erfüllen sollte, sobald der Stoß einen inneren Ueberdruck von 15 m hervorgebracht, dies in Wirklichkeit erst dann thun kann, wenn der Ueberdruck zum Mindesten gleich 100 m ist. Nehmen wir einen Augenblick an, daß dieser Ueberdruck wirklich erreicht sei, so wird der innere Druck  $140 + 100 = 240$  m betragen, und die diesem Drucke entsprechende Geschwindigkeit wird genügen (wenn wir denselben Ausfluscoefficienten wie oben  $0,85$  anwenden), die 136 l zum Ausfluß zu bringen, während das Ventil sich nur um 5,7 mm hebt.

Um das eben Gesagte nunmehr zu beweisen, wird es genügen, wenn wir zeigen, daß unter diesen Umständen Gleichgewicht herrscht zwischen dem Zug der Feder und dem durch das Wasser auf die untere Fläche des Ventils ausgeübten Druck.

Der Zug der Feder, der vor der Oeffnung des Ventils 205,7 kg betrug und durch eine Verlängerung von 221 mm hervorgebracht war, wird 259 kg betragen, wenn der steigende Hebel diese Verlängerung auf den Werth von  $221 + 57 = 278$  mm gebracht hat. Der durch die Feder auf das Ventil ausgeübte Druck wird also 2590 kg betragen.

Das Wasser im Inneren der Leitung, welches eine verhältnißmäßig unbedeutende Geschwindigkeit hat, kommt zunächst in das Rohr von 11 cm Durchmesser zwischen Leitung und Ventilsitz und muß daselbst eine Geschwindigkeit von 14,3 m annehmen, um das Ausflußmaas von 136 l zu erreichen. Nun kann es aber diese Geschwindigkeit nur erlangen, indem es theoretisch  $\frac{14,3^2}{2g}$  m Druck verliert, und in Wirklichkeit wegen der Form der Eintrittsoffnung  $\frac{3}{2} \cdot \frac{14,3^2}{2g}$ , das sind 15 m. Es ist also der Druck, der ein wenig unterhalb des tiefsten Punktes des Ventils stattfindet,

um 10 m kleiner als der Druck im Inneren der Leitung, wenn man sich damit begnügt, nur den theoretischen Druckverlust zu nehmen. Im Augenblick, in dem das Wasser durch den ringförmigen Querschnitt *AB*, Fig. 6, fließt, hat es seine Geschwindigkeit nahezu verdoppelt, und der theoretische Gesamtdruckverlust im Punkt *A* beträgt 40 m. Endlich in dem Augenblick, in dem das Wasser den Punkt *C* erreicht, ist der Druck vollständig verloren gegangen, das heißt, er ist bis auf den Atmosphärendruck gesunken, denn wir setzen trotz der für den Ausfluß sehr ungünstigen Form der über dem Ventil befindlichen Haube voraus, daß daselbst der Atmosphärendruck herrscht. So erhalten wir:

1. Auf dem inneren Theil des Ventils beträgt der mittlere Druck  $\frac{240 - 10 + 240 - 40}{2} = 215$  m und da er auf einen Kreis von 90 mm Durchmesser ausgeübt wird, so giebt dies eine Belastung von . . . . . 1367 kg.

2. Der auf den ringförmigen Theil des Ventils ausgeübte mittlere Druck von  $\frac{240 - 40}{2} = 100$  m wirkt auf die Fläche zwischen dem Umfang der Kreise von 90 und von 130 mm Durchmesser und ergiebt eine Belastung von . . . . . 691 -

Im Augenblick, wo das Wasser den Punkt *D*, Fig. 6, erreicht, ist die durch den Pfeil angegebene Richtung seiner Geschwindigkeit eine axiale. Von diesem Punkt an zwingt das Ventil zu einer allmähigen Veränderung dieser Richtung, bis sie radial geworden ist in dem Augenblick, in dem das Wasser nach außen entweicht. Es ist sehr complicirt, wenn nicht unmöglich, den Druck, der aus dieser allmähigen Ablenkung der Geschwindigkeit auf das Ventil hervorgeht, genau zu berechnen. Wir wollen einfach sagen, daß im ersten Theil des Weges, den das Wasser von *D* bis *A* durchläuft, seine Geschwindigkeit von 14,30 m auf 28,60 m übergeht und seine mittlere Richtung um 45 Grad abgelenkt wird, so daß der von diesem Theil auf das Ventil ausgeübte Druck ist

$$\frac{136}{g} \cdot \frac{14,3 + 28,6}{2} \cdot (1 - \cos 45^\circ) = 84 -$$

Die zweite Ablenkung der Geschwindigkeit, die von 45° bis 90° stattfindet, während welcher die Geschwindigkeit von 28,6 m auf 69,2 m steigt, erzeugt auf das ablenkende Ventil einen Druck von

$$\frac{136}{g} \cdot \frac{28,6 + 69,2}{2} \cdot \cos 45^\circ = 447 -$$

Summe 2589 kg.

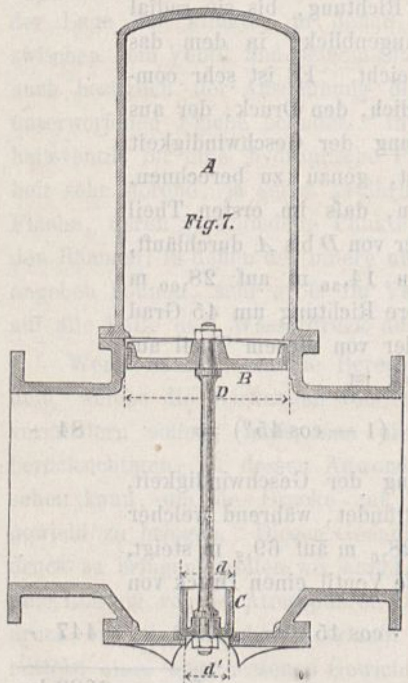
Es findet also gerade in dem Falle Gleichgewicht statt zwischen dem vom Wasser auf die eine Seite des Ventils und dem von der Feder auf die andere Seite desselben ausgeübten Druck. Ist die aus der Leitung fließende Wassermenge geringer als 136 l, so wird die erforderliche Oeffnung des Ventils kleiner, und dasselbe findet mit dem Ueberdruck statt, der bis auf 15 m sinkt, in dem Augenblick, in dem die Ausflusmenge unendlich klein wird.

Dieses Ventil war übrigens niemals dicht, trotz der vier oder fünf Arten von Dichtungsringen, die man auf

seinem Sitz angebracht (in der Figur sind sie nicht angegeben) und bei den stärksten gewöhnlich vorkommenden Stößen ging die durch das Ventil austretende Wassermenge nie über das dreifache oder vierfache von dem hinaus, was gewöhnlich dadurch verloren ging, das heißt eine Menge, die ganz außer Stande war, auf die Stärke der Stöße einen Einfluß auszuüben.

Setzt man an Stelle der hier verwendeten Feder ein die gleiche Wirkung ausübendes Gewicht, das heißt ein solches, welches das Ventil mit 2057 kg belastet, so kommt man dahin, daß man nur noch einen Ueberdruck von 55 m braucht, um das Ventil vollständig zu heben, wie leicht zu berechnen ist. Nur muß dieses Ventil mit Gewicht in Verbindung mit einem kleinen Windkessel gebracht werden wegen der Trägheit, deren Einfluß man, um den angegebenen Ueberdruck zu finden, vollständig vernachlässigen muß.

Diese unvortheilhaften Ergebnisse sind zum Theil dem Vorhandensein der Krümmung  $BE$  mit 10 mm Radius zuzuschreiben. Hat man Ventile mit konischem Sitze, und findet die Berührung zwischen Ventil und Sitz auf der großen Basis des abgestumpften Kegels statt, wie das vorkommen kann, so entstehen dieselben Unzutraglichkeiten. Vergrößert man den Durchmesser, so vermindert man den Druckverlust in dem Theil der Flüssigkeit, der das Ventil hebt, ohne jedoch soweit zu kommen, daß man sie vollständig unterdrückt; gleichzeitig kommt man bald auf außerordentlich große Maafse und Gewichte der Ventile.



Ein System von Ventilen, welches alle die verschiedenen Arten von Unzutraglichkeiten, auf die wir eben hingewiesen, vermeidet, ist dasjenige, welches an Stelle der Feder comprimirt Luft verwendet. Als Vertreter dieser Gattung kann man das in Figur 7 dargestellte Ventil betrachten. Der Druck der Luft im geschlossenen Gefäß  $A$  ist gleich dem statischen Druck des Wassers, so daß der Kolben  $B$  vollständig im Gleichgewicht ist, solange kein Druckverlust stattfindet. Das Ventil  $C$  wird auf seinem Sitz festgehalten durch den ganzen Druck, der in der Leitung herrscht, und ist in Folge dessen dicht. Tritt ein Stoß ein, so genügt eine geringe Vermehrung des auf die große Fläche des Kolbens wirkenden Druckes, um dem auf das Ventil, welches einen kleineren Durchmesser hat, wirkenden das Gleichgewicht zu halten.

Die größte Oeffnung, welche nöthig ist, um das ganze Wasser in dem Verhältniß, wie es in der Leitung, die man eben plötzlich geschlossen, ankommt, ausfließen zu lassen,

bestimmt die Maafse des Ventils. Daraus leitet man die des Kolbens durch folgende Rechnung ab:

$$d^2(h + H) = D^2 H,$$

$$\text{woraus folgt IV. } \frac{D^2}{d^2} = 1 + \frac{h}{H}.$$

Diese Formel giebt den theoretischen Ueberdruck, bei dem die auf das Ventil wirkenden Kräfte im Gleichgewichte sind. Soll sich dasselbe heben, so muß dieser Ueberdruck noch um eine Wenigkeit zunehmen, einmal, um das Gewicht des Ventils aufzuheben, ferner die Reibungen zu überwinden, endlich die ganze Masse in Bewegung zu setzen, was sich übrigens genau in derselben Weise bei allen anderen Ventilen zeigt. Bei dieser besonderen Gattung genügt eine geringe Vermehrung von  $H$ , um eine verhältnißmäßig bedeutendere Kraft zu gewinnen, als bei jeder anderen Art, welche bald diese unbedeutenden Hindernisse überwindet. Ist das Ventil vollständig gehoben, so erleidet die Gleichgewichtsgleichung eine geringfügige Abänderung wegen der Zusammenrückung des Luftkissens.

Bezeichnen wir den neuen Ueberdruck in diesem Augenblick mit  $H'$  und mit  $\delta$  das Verhältniß  $\frac{V_1 - V_2}{V_2}$  zwischen dem Maafse, um welches das Volumen des Windkessels vermindert worden ist, und seinem schließlichen Volumen, so haben wir:

$$d^2(h + H') = D^2(H' - \delta h),$$

$$\text{woraus folgt } \frac{D^2}{d^2} = \frac{h + H'}{H' - \delta h} = 1 + \frac{h}{H'}$$

$$\text{und V. } H' = H + \delta(H + h).$$

Ist die Länge der Kammer 78 cm und hebt sich das Ventil höchstens um 1 cm, so ist  $\delta = \frac{1}{77}$ , so daß, wenn  $h = 140$  m und  $H = 15$  m ist, man  $H' = 17$  m findet.

Man wird gut thun, dem Ventil einen konischen Sitz zu geben, so daß der austretende Wasserstrahl derartig geführt wird, daß er keine Veranlassung zur Bildung eines Gegendrucks auf das Ventil von außen giebt. Der Sitz selbst muß schmal sein, damit der leichte Druck, der zwischen Ventil und Sitz, während das Wasser hindurchfließt, vorhanden ist, die Aufhebung desselben nicht über das Maaf erleichtert. Endlich muß man dem Ventil und dem Rohransatz, der ihm das Wasser zuführt, Form und Maafse entsprechend denen der Figur 7 geben, welche sich auf denselben Fall wie die vorstehende Rechnung bezieht. Bei dieser Form des Rohransatzes kann während der Ausfließbewegung des Wassers kein Druckverlust über dem Ventil stattfinden, welcher Druckverlust anderenfalls beim geringsten Stoß eine vollständige Aufhebung des Ventils und eine Reihe von Schwingungen desselben zwischen Oeffnung und Schluß hervorbringen würde, die man gut thut, zu vermeiden. In dem Maafse, wie das Wasser sich der Mündung nähert, entstehen daselbst Druckverluste, welche mit der Geschwindigkeit des Wassers wachsen, aber keinen Einfluß auf das Gleichgewicht haben, weil sie ihre Wirkungen auf die seitlichen Wände des Ventils ausüben und sich gegenseitig aufheben.

Die Ausfließmündung, die berechnet werden muß, ist diejenige, welche den inneren Durchmesser  $d' < d$  hat; vorsichtigerweise wird man mit einem Ausfließcoefficienten, der kleiner ist als 0,85, rechnen bei Bestimmung der Lage, in der das Ventil aufgehoben werden soll.

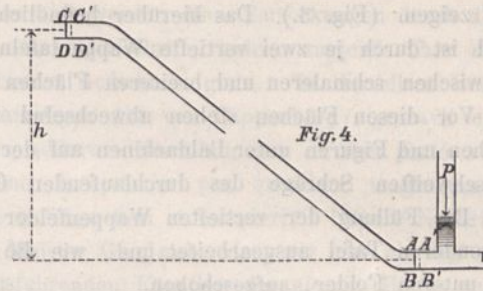
Es ist nicht notwendig, die Luft im Gefäß so oft wie in einem gewöhnlichen Windkessel zu erneuern. In Wirklichkeit bleibt immer eine gewisse Schicht Wasser über dem Kolben stehen, und findet eine Entweichung durch die Dichtungen statt (etwas, was kaum zu befürchten ist, da der Unterschied der Drucke auf beiden Seiten unbedeutend ist), so geht nur Wasser hindurch und da immer dasselbe Wasser in Berührung mit der Luft ist, kann diese nicht von ihm verschluckt werden und so verschwinden.

Fängt die Dichtung des Kolbens an, schadhafte zu werden, so könnte es in einem bestimmten Zeitpunkte vorkommen, daß der Druck im Windkessel  $p_1$  würde, das heißt, um den ganzen Druckverlust  $1000 k u_1^2$  geringer als der statische Druck  $p_0$ , und wenn man nicht Sorge getragen,  $H$  höher anzunehmen als der größte Druckverlust, könnte das Ventil ganz von selbst sich öffnen im Augenblick, wo das Wasser wieder zum Stillstand gekommen. Man wird deswegen immer ein Manometer auf den Windkessel setzen.

Wenn die allgemeine Anordnung der Anlagen die Anwendung einer Luftpumpe nicht erfordert, kann man leicht den Windkessel des Ventils mittelst eines Hilfsgefäßes füllen, welches derartig construiert ist, daß es mittelst dreier Hähne in Verbindung gesetzt werden kann: 1. mit der Leitung, 2. mit dem oberen Theile des Windkessels des Ventils, der seinerseits an seinem unteren Theile mit einem Ventile versehen ist, 3. mit der äußeren Luft. Die Benutzung der Hähne gestattet ähnlich wie bei den Schmierhähnen der Cylinder, nach einander das Hilfsgefäß mit atmosphärischer Luft zu füllen, diese Luft zu comprimiren, dann in den Windkessel zu leiten, indem man das Wasser, welches man vorläufig bei der Füllung der Leitung hatte hineinlassen müssen, her austreibt. Es ist sehr wichtig, daß man, wenn diese Operation einmal beendet ist, jede Art directer Verbindung zwischen Leitung und Windkessel schließt.

Das bei jedem Stofse durch das Sicherheitsventil verloren gehende Wasser repräsentirt eine gewisse Arbeit; es

ist deswegen von Interesse, das Volumen desselben kennen zu lernen.



Betrachtet man die Kräfte, die auf den Querschnitt  $AB$  (Fig. 4), der sich nach  $A'B'$  verschiebt, wirken, so kann man sich leicht klar machen, daß der Fall des Sicherheitsventils genau dem eines Kolbens ohne Masse entspricht, der einen Ueberdruck  $H$  hervorbringt und durch die Wirkung des Stofses um ein gewisses Maafs gehoben wird. Die auf  $AB$  wirkenden Kräfte sind dieselben, sei es, daß das jenseits dieses Querschnittes gelegene Wasser im Rohr den Kolben aufhebend steigt, sei es, daß es in die Atmosphäre entweicht, wenn nur der Ueberdruck in einen wie im andern Falle derselbe ist.

Werden alle Ausflußöffnungen gleichzeitig und plötzlich geschlossen, so haben wir, wenn wir  $V$  das durch die Fläche  $AB$  beschriebene Volumen nennen, welches weiter nichts ist als das durch das Ventil ausströmende Volumen:

$$\frac{m u_1^2}{2} = 1000 V (h + H) - 1000 V \left( h - \frac{k u_1^2}{2} \right).$$

Der Atmosphärendruck ist aus der Gleichung verschwunden, da er auf beide Enden der Leitung wirkt. Wir nehmen ferner an, daß der Druckverlust constant und gleich seinem mittleren Werthe ist. So ist dann das verloren gehende Wasser:

$$V = \frac{m u_1^2}{2000 \left( H + \frac{k u_1^2}{2} \right)}$$

(Schluß folgt.)

## Das Chorgestühl in der ehemaligen Abteikirche zu Cappenberg in Westfalen.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 60 im Atlas.)

Die alte Kirche der ehemaligen Prämonstratenser-Abtei Cappenberg in Westfalen, von welcher eine Abbildung und Beschreibung im Jahrgang 1870 der Zeitschrift für Bauwesen veröffentlicht ist, barg in ihrem Innern eine Reihe merkwürdiger und schöner Kunstwerke, deren mehrere in verschiedene Sammlungen zerstreut sind. Noch befinden sich dort das Grabmal des Stifters, Grafen Gottfried von Cappenberg, ein Denkmal, welches die beiden gräflichen Brüder mit dem Modell der Kirche in den Händen darstellt, ferner Sacramentshäuschen, Armleuchter, ein Flügelaltärchen mit vorzüglicher Malerei und besonders das Chorgestühl, welches das hervorragendste und schönste Westfalens ist und von dem ein Theil in den beigegebenen Zeichnungen auf Bl. 60 veranschaulicht wird.

Diese Chorstühle, deren räumliche Ausdehnung eine bedeutende ist, haben ihren Platz in der Vierung der Kirche längs den das Kreuzschiff abtrennenden Scheidemauern, und

sind, wie aus dem beigegebenen Grundriß der einen Hälfte (Fig. 1) ersichtlich, an der westlichen Seite mit zwei Sitzen in rechtwinkligem Anschluß herumgeführt. Sie bestehen aus zwei Sitzreihen, deren vordere auf dem Fußboden des Chores aufsteht, während die hintere um die Sitzhöhe der vorderen über den Boden erhöht ist.

Die Abmessungen und Verhältnisse der Stühle selbst sind mit besonderer Rücksicht auf die Bequemlichkeit getroffen und lassen für dieselbe nichts zu wünschen übrig, zumal in Verbindung mit den unter den Sitzbrettern angebrachten Consolen, welche das Stehen in den Stühlen sehr erleichtern.

Hinter der oberen Sitzreihe erhebt sich in reichster Gliederung und Ornamentirung die Rückwand mit dem vorspringenden Baldachin. (Fig 2 u. 3.)

Zunächst ist dieselbe, entsprechend der Sitzeintheilung, durch ein herumlaufendes profilirtes Stabwerk in rechteckige

Tafeln zerlegt, deren obere aufgelegtes, nach unten durch einen gewundenen Stab in Kleeblattform abgeschlossenes Ornament zeigen. (Fig. 3.) Das hierüber befindliche Stück der Wand ist durch je zwei vertiefte Wappentafeln (Fig. 3 und 5) zwischen schmaleren und breiteren Flächen doppelt getheilt. Vor diesen Flächen stehen abwechselnd zierliche Spitzsäulchen und Figuren unter Baldachinen auf der flachen, leicht geschweiften Schräge des durchlaufenden Gesimses (Fig. 2). Die Füllung der vertieften Wappenfelder ist aus einer besonderen Tafel ausgearbeitet und, wie die Verzierung der unteren Felder, aufgeschoben.

Den Abschluß der verticalen Wand bildet ein Gesims mit dem Profil Fig. 4, in dessen tief unterschrittene Hohlkehle sich wulstförmig ein durchbrochenes Laubwerk einsetzt (Fig. 3 und 5).

Ueber diesem Gesims setzt die Wölbung des Baldachins an, gegliedert und gestützt durch birnförmig profilirte Rippen (Fig. 6).

Die Vorderfläche des Baldachins zeigt ein Rahmwerk mit vertieften Ornamentfeldern, an welches sich, oben und unten durch Gesimse getrennt, frei durchbrochene Ornamente anschließen. Zierliche Fialen bilden mit der leichten durchbrochenen Bekrönung den luftigen Abschluß des Ganzen und vermitteln die Auflösung der horizontalen Linien der Wand.

Der Eindruck, welchen das überreiche Schnitzwerk hervorruft, ist ein durchaus prächtiger und würdiger. Der fein gegliederte Aufbau und die wunderbar zierliche Ornamentierung gewinnen durch die prachtvolle natürliche Farbe des Eichenholzes, welches mit der Zeit ganz dunkelbraun, fast schwarz geworden ist und einen ebenholzartigen, mattglänzenden Schimmer zeigt, ein Ansehen und eine würdevolle Ruhe, welche man in solcher Schönheit selten an den meist stark mitgenommenen und später übertünchten Holzarbeiten des Mittelalters findet.

Was nun im Allgemeinen den Charakter des Schnitzwerkes anbelangt, so ist zunächst hervorzuheben die feine Gliederung und Profilierung sämtlicher Theile.

Die Stäbchen, Hohlkehlen und Platten sind von großer Eleganz in der Zusammenstellung und außerordentlich sauber und correct gearbeitet. Trotz der Zierlichkeit der Glieder und der großen Vertiefung der Profile, die bis an die Grenze des im Material Erlaubten und Möglichen geht, ist die ganze Arbeit von vorzüglicher Solidität in der Construction und Zusammenfügung, wofür die gute Conservirung bis auf den heutigen Tag den besten Beweis liefert.

Die Ornamente erinnern in der Ausführungsart an die Goldschmiedearbeiten der damaligen Zeit und haben auch in den Motiven und Formen Aehnlichkeit mit derartigen Arbeiten. Ebenso scheint die blühende Ornamentik der spätgothischen Miniaturen so wie der damals verbreiteten Incunabeln Einfluß auf die Composition ausgeübt zu haben.

An den verzierten Feldern zeigt sich eine große Mannigfaltigkeit der Muster und eine sehr flotte schwungvolle Behandlung des Ornaments. — Merkwürdig sind die schon erwähnten aufgelegten durchbrochenen Verzierungen, welche, à jour ausgearbeitet, auf die Grundflächen aufgeschoben sind und hierdurch die Formen vom Grunde schärfer abheben.

Leider ist jetzt der Grund der Wappentafeln sowie der Felder am Baldachin mit weißer Farbe überzogen, unter welcher sich eine ältere Grundirung von lichtblauer Färbung

befindet; ebenso sind an der Hohlkehle, in welche sich das Laubwerk des durchbrochenen Stabes einsetzt, die Spuren derselben blauen Bemalung deutlich zu erkennen.

Den Eindruck des Ganzen erhöht eine mäfsig angebrachte Vergoldung. Die Knöpfe am oberen Gesims des Baldachins, vor dem Ansatz der Fialen, die Verzierungen am Fusse der Wölbungsrippen und die Rosetten auf der Kreuzung dieser Rippen mit der in der Mitte durchlaufenden Horizontalrippe zeigen diese Vergoldung, ebenso die Wappen und Helmzierden der Wappentafeln, sowie sämtliche Figuren an der Rückwand und den durchbrochenen Seitenwänden. Die Vergoldung ist nicht direct auf das Holz gebracht, sondern die betreffenden Theile sind zuvor mit einem Stucküberzug bekleidet worden.

An dem figürlichen Schmuck ist ein ebenso großer Aufwand von Arbeit und Kunst zu bemerken, wie an dem Ornamentalen. Auf den Consolen des Baldachins, an der Rückwand sowie in den durchbrochenen Seitenwänden sind meist Darstellungen von Heiligen angebracht. Dieselben zeigen eine anmuthig fromme Haltung und feine Gesichter. Jedoch ist ihnen der naturalistische Zug eigen, welcher durch die Darstellungen der damaligen Zeit geht und namentlich in Westfalen und am Niederrhein oft bis zu großer Derbheit auftritt.

An den acht Seitenwangen der unteren Sitzreihe, an den Armlehnen und Consolen der Sitze läßt der Künstler einer abenteuerlichen Phantasie, derbem Humor und satyrischer Laune die Zügel schießen.

Der ganze Cyclus von Ungethümen des „livre de merveilles“, biblische Gegenstände, Darstellungen aus der Thierfabel, sowie derbe Satyren auf Mönche und Laien sind dort zu finden. Man erblickt Menschen- und Thiergestalten in den barocksten Stellungen. Da ist eine Meerfrau, deren Leib in einen Fischschwanz endigt, ein Schattenfüßer, ein Mann, welcher beide Füße in den Händen hält, zwei Männer mit einem Kopfe, ein Mann mit einem Löwen im Arm, etc.

Von biblischen Darstellungen findet sich unter andern Jonas, aus dem Rachen des Fisches kommend. Die Satyre macht sich geltend in Darstellungen wie die eines auf dem Manne reitenden Weibes, eines Betenden, der vom Teufel gezeißelt wird. Auch die Mönche werden nicht verschont. Wir sehen, wie der Fuchs als Mönch verkleidet den Hahn lesen lehrt, wie Affe und Esel im Mönchshabit beten, wie der Fuchs im Mönchskleide den Vögeln predigt, u. s. w.

Diese Darstellungen haben zu verschiedenen Deutungen Veranlassung gegeben. Lübke glaubt, darin den Ausdruck des Gegensatzes zwischen den reichen, meist adeligen Chorherren der alten Abteien und den armen Bettel- und Predigermönchen der späteren Orden zu finden. In entgegengesetzter Version erklärt sich das Volk der Umgegend diese Darstellungen, indem es daran eine Sage von dem Verfertiger der Chorstühle knüpft, nach welcher derselbe ein Franziscaner aus dem benachbarten Kloster zu Werne gewesen sei, und den Cappenberger Mönchen zum Aerger diese Satyren angebracht habe.

Zur Erklärung der Abbildungen sei noch bemerkt, daß die Rückwand mit Baldachin über der Unterbrechung durch die Seitenthüren fortläuft. Diese Thüröffnungen, welche in das Kreuzschiff führen, haben die Breite zweier Sitze und

sind einfach durch Wegfall der beiden unteren Wandtafeln und des zwischen denselben befindlichen Stabes gebildet.

In der Mitte, wo dieser Stab einsetzen würde, sind die Schnitte zu bemerken, in denen er sich mit dem herumlaufenden Profil verbindet, welcher Umstand zu der Vermuthung Anlaß geben könnte, daß die Thüren erst später ausgebrochen seien, zumal das im Rundbogen ausgeschnittene Holzstück, welches oben in die Oeffnung eingesetzt ist, in den Zwickeln mit naturalistischen Blumen in Barockmanier verziert ist. Dem widerspricht jedoch der Charakter der Wangen der unteren Sitzreihe zu beiden Seiten der Thür, welche ohne Zweifel zu gleicher Zeit mit den Chorstühlen ausgeführt sind.

Die Bedeutung der Wappen wird sich wohl nur durch sorgfältige Vergleichung der einzelnen Wappenzeichen mit urkundlichen Nachrichten über Personen, welche zum Kloster in Beziehung standen, mit Bestimmtheit feststellen lassen, wemgleich die Vermuthung nahe liegt, daß die Wappen den damaligen Chorherren angehört haben. —

Fragen wir nun nach der Zeit, dem Meister und der Schule, welchen das Schnitzwerk seinen Ursprung dankt, so zeigt der Styl, und der Vergleich mit ähnlichen Werken der Umgegend, deren Ursprung urkundlich feststeht, daß die Arbeit dem Anfange des 16. Jahrhunderts angehört. Wemgleich dieselbe an Schönheit der Composition und Eleganz der Technik die ähnlichen Sachen in Westfalen, namentlich in den Kirchen des benachbarten Dortmund, weit überragt, so gehört sie doch ohne Zweifel der Westfälischen Bildschnegerschule an, welche in damaliger Zeit in hoher Blüthe stand. Näheren Aufschluß geben die an den beiden östlichen Seitenbrettern der unteren Sitze eingeschnittenen Zahlen, welche nach Deutung von sachkundiger Seite nur die Zahlen 1509 und 1520 bezeichnen können. Daß nämlich die beiden gegenüberstehenden Theile nicht zu gleicher Zeit und von derselben Hand angefertigt sind, ergibt sich bei näherer Prüfung, wemgleich das Gerüst, die Profile und figürlichen Darstellungen wesentliche Verschiedenheiten nicht zeigen. Außer einigen Abweichungen in den Dimensionen der Rückwandtafeln, welche man beim Messen derselben findet, ist die Arbeit an der linken, mit 1509 bezeichneten

Seite feiner ausgeführt und zeigt in den Formen und Motiven der Ornamente mehr freie Bewegung und Schwung.

Bestätigt werden diese Bemerkungen durch die Angaben einer alten Handschrift, welche zugleich über den Namen des Meisters Aufschluß giebt. In derselben heißt es von dem damaligen Abt von Cappenberg: „curavit etiam dimidietatem sellarum choralium iam ex una parte a praedecessore suo inceptarum per quondam magistrum Gerlacum nomine a fabre fieri et compleri.“ Nähere Nachrichten über diesen Meister Gerlach, den wir also als den erfindenden und ausführenden Künstler der älteren Hälfte ansehen können, sind bis jetzt nicht zu finden gewesen, obgleich die Namen einer großen Zahl von Bildschneidern, namentlich aus der Stadt Münster, erhalten sind, und die Annahme, daß Meister Gerlach dieser Stadt angehört habe, einige Wahrscheinlichkeit für sich hat.\*)

Der Verfertiger der zweiten Hälfte scheint nach dem Muster der ersten gearbeitet zu haben, und der Gegensatz des „magister“ und „faber“ in der Urkunde scheint den verschiedenen Stand der beiden Männer anzuzeigen, zumal der Name des faber als eines bloß ausführenden Werkmeisters nicht hinzugefügt ist.

Wie bereits gesagt, sind die Chorstühle in einem selten gut erhaltenen Zustande. Ein Theil der Figuren sowie einzelne Ornamente, Fialen und Baldachinchen sind von einem Holzschneider aus der Nachbarschaft ersetzt worden, und zwar nicht ohne Geschick, wiewohl sich der Unterschied der Arbeit leicht bemerklich macht.

Die mitgetheilten Zeichnungen, in welchen leider nicht das Werk in seiner ganzen Ausdehnung gegeben werden konnte, dürften doch wohl genügen, um ein ungefähres Bild von dem Charakter der merkwürdigen Schnitzerei zu machen, welche zwar nicht eine solche Formvollendung zeigt, wie die besten Arbeiten des ausgehenden Mittelalters, immerhin aber durch ihre eigenartige Ausbildung und als Repräsentant einer ausgedehnten provinziellen Kunstschule Beachtung verdient.

A. Nagel.

\*) Vorstehende Notizen verdanken wir der Güte des Herrn Professor Dr. Nordhoff zu Münster, in dessen Besitz sich eine große Zahl sorgfältig zusammengestellter urkundlicher Nachrichten über westfälische Kunstwerke und Künstler befindet.

### Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

#### Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Coblenz, über die Mosel bei Güls und über die Lahn oberhalb Niederlahnstein.

(I. Rheinbrücke bei Coblenz, mit Zeichnungen auf Blatt 20 bis 28 im Atlas und auf Blatt E bis H im Text. — Schluß.)

Es ist ferner

$$\text{das Momentelement} = [a + r(1 - \cos \varphi)] pr \sin \varphi d\varphi,$$

$$\text{das Gesamtmoment} = M = \int_0^{\varphi_{max}=\gamma} [a + r(1 - \cos \varphi)] pr \sin \varphi d\varphi$$

$$= pr \left[ (a + r)(1 - \cos \gamma) - \frac{r}{2} \sin \gamma^2 \right]$$

$$p = \frac{1043}{2 \cdot 120 \cdot r \varphi} = \frac{1043}{240 \cdot 50 \cdot \text{arc } 33} = 0,150 \text{ t.}$$

$$M_{max} = 0,150 \cdot 50 \left[ \left( \frac{h}{2} + 50 \right) (1 - 0,83867) - 50 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,29663 \right]$$

$$M_{max} = \frac{h^2}{6} k.$$

Setzt man  $k = 1$  Tonne pro qcm, so berechnet sich

$$h^2 = 6 \cdot 0,150 \cdot 50 \left[ \left( \frac{h}{2} + 50 \right) 0,16133 - 25 \cdot 0,29663 \right]$$

$$h^2 = 45 \cdot \frac{0,16133}{2} h = 45 (50 \cdot 0,16133 - 25 \cdot 0,29663)$$

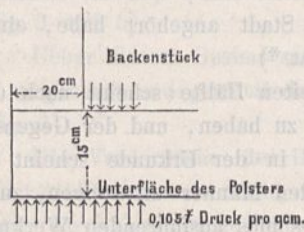
$$h^2 = \frac{7,25 h}{2} = 45 \cdot 0,651 = 29,3$$

$$h = 1,81 \pm \sqrt{1,81^2 + 29,3} = 7,52 \text{ cm.}$$

Wird  $h$ , wie in der Ausführung, = 15 cm gesetzt, so wird

$$k = \frac{6 \cdot 0,15 \cdot 50[(7,5 + 50)0,16133 - 25 \cdot 0,29663]}{15^2} = \frac{45(9,3 - 7,42)}{225} = 0,376 \text{ t.}$$

Danach würde eine Ausführung des Polsters in Gufseisen gestattet sein. Zur Sicherheit gegen etwa vorkommende Stöße ist Gufsstahl gewählt worden. Das Polster ist 160 cm lang, während das Backenstück nur 120 cm Länge hat. Da die Unterfläche des Polsters



1043  
160 · 62 = 0,105 pr. qcm überträgt, so tritt im Polster an der Stelle, wo das Backenstück aufhört, ein Biegemoment auf

pro Centimeter Streifen =  $\frac{20^2 \cdot 0,105}{2} = 21 \text{ cm tons}$ , welches durch das Widerstandsmoment des Centimeterstreifens

$\frac{15^2}{6}$  aufzuheben ist. Es wird dann  $k = \frac{6 \cdot 21}{15^2} = 0,56 \text{ t}$ , was unbedenklich ist.

Das Fufsstück.

Das Fufsstück, welches den Druck des Bogens auf den Pfeiler überträgt, lagert auf dem Pfeiler mit einer 6 cm starken Platte auf und empfängt die Belastung durch eine 5 cm starke Kopfplatte. Kopf und Fufs sind durch 3 Rippen von 4 cm Stärke, welche parallel der Druckrichtung senkrecht zur verticalen Bogenebene laufen, und durch 6 Rippen von gleicher Stärke, die der Bogenebene parallel gehen, verbunden.

Die Stabilität des Fufsstückes basirt auf genauer Montirung, besonders darauf, daß die Auflagerfläche genau senkrecht auf der Bogenebene steht. Uncontrolirbare Ungenauigkeiten werden dadurch unschädlich gemacht, daß die Kämpfersteine, welche den Druck aufnehmen, genau abgearbeitet und mit Cement sorgfältig abgerieben werden, daß ferner eine Bleiplatte von 3 mm Stärke zwischen Stein und Gufsstück eingelegt wird.

Die Unterfläche des Fufsstückes beträgt  $210 \times 110 = 23100 \text{ qcm}$ , so daß auf den qcm ein Druck von  $\frac{1043 \cdot 1000}{23100} = 45 \text{ kg}$  kommt, wenn man von der Abschrägung der 4 Ecken absieht.

Der Querschnitt in der Mitte zwischen Fuß und Kopf beträgt rot.  $[6 \cdot 62 + 3 \cdot (160 - 5 \cdot 11)]4 = 2748 \text{ qcm}$ . Der durchgehende Druck beträgt also  $\frac{1043}{2748} = 0,38 \text{ t}$  pro qcm an der schwächsten Stelle des Rippengerüsts.

Da der Druck auf die Kopf- und Fußplatte durch unbiegsame Körper ausgeübt wird, so wird ein Einbiegen eines Plattenstücks, welches als eingespannt zwischen den vier nächsten Rippen betrachtet werden kann, nicht vorkommen,

sondern der durchgehende Druck sich an den durch Rippen unterstützten Stellen concentriren.

Durch die Bleiunterlage am Kämpfer wäre für die Fußplatte allenfalls ein solches Einbiegen möglich. Ein solches, den Kasten unten schließendes Rechteck hat 30 und 25 cm Seite.

Bei einem Druck von 50 kg pro qcm wird die größte Spannung (cfr. Grashoff §. 303)  $k = \frac{8}{9} \cdot \frac{a^2}{h^2} \cdot p$  betragen, wenn  $2a$  die längste Rechtecksseite,  $h$  die Plattendicke und  $p$  den specifischen Druck bedeutet.

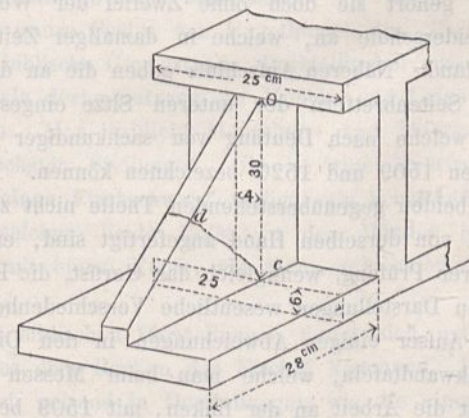
Soll  $k = 0,35 \text{ t}$  werden, so muß

$$h = \sqrt{\frac{8 a^2 \cdot p}{9 k}} = \sqrt{\frac{30^2 \cdot 8 \cdot 0,050}{9 \cdot 0,350}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 2}{0,35}} = \sqrt{29,6} = 5,55 \text{ cm sein.}$$

Es ist dabei zu beachten, daß die Bleiplatte viel zu dünn ist, um den Bedingungen genügen zu können, für die Grashoff den Werth von  $k$  in dem angeführten §. bestimmt. Die Stärke von 6 cm genügt völlig. Die überragenden Flächen der Fußplatten werden durch geradlinig abgeschrägte Rippen gegen den Kopf abgestützt.

Die so gestützte Fußplatte steht 28 cm frei, die Rippe stützt ein Gebiet von 25 cm Breite.

Es entsteht ein durch die Rippe aufzunehmendes Moment von  $\frac{25 \cdot 28 \cdot 0,045 \cdot 28}{2} = 441,0 \text{ cm t}$ .



Die aufnehmende Fläche hat vorstehende Gestalt (in der Ansicht punktirt).

Der Abstand des Schwerpunktes von  $O$  ist

$$\eta = \frac{6 \cdot 25 \cdot 33 + 30 \cdot 4 \cdot 15}{25 \cdot 6 + 30 \cdot 4} = 25.$$

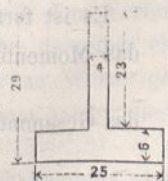
Das Trägheitsmoment ist

$$J = \frac{25}{3}(36^3 - 30^3) + \frac{4}{3} \cdot 30^3 - 270 \cdot 25^2 = 31050,$$

also  $\frac{J}{a_1} = \frac{31050}{11} = 2823$ ;  $\frac{J}{a_2} = \frac{31050}{25} = 1242$

und  $k_1 = \frac{441}{2823} = 0,156$ ;  $k_2 = \frac{441}{1242} = 0,355$ .

Berücksichtigt man, daß die Rippe nicht im Anschlußprofil, sondern im Profil, welches die geringste Rippenhöhe besitzt, in  $cd$  brechen wird, so ist das nebenstehende Profil mit seinem Widerstandsmoment in Rechnung zu stellen. Es wird dann:



$$\eta = \frac{6 \cdot 25 \cdot 26 + 23 \cdot 4 \cdot 11,5}{6 \cdot 25 + 23 \cdot 4} = 20,5 \text{ cm}$$

$$J = \frac{25}{3}(29^3 - 23^3) + \frac{4}{3} \cdot 23^3 - 242 \cdot 20,5^2 = 16206$$

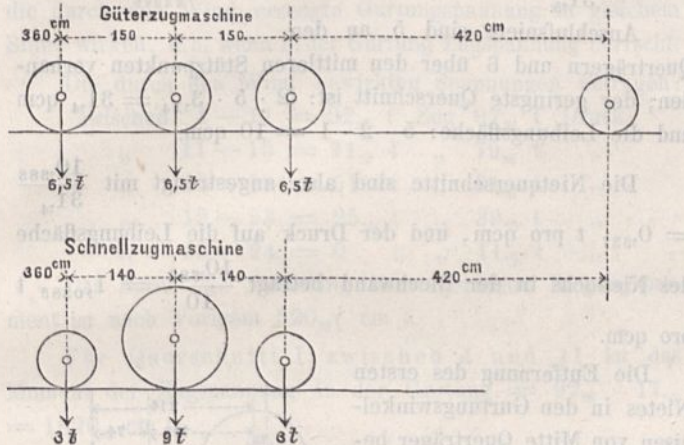
$$\frac{J}{a_1} = \frac{16206}{8,5} = 1910 \quad \frac{J}{a_2} = \frac{16206}{20,5} = 790$$

$$k_1 = \frac{441}{1910} = 0,231 \quad k_2 = \frac{441}{790} = 0,56$$

Diese Spannungen mit 0,231 Zug und 0,56 Druck sind unbedenklich.

Statische Berechnung der Fahrbahn.

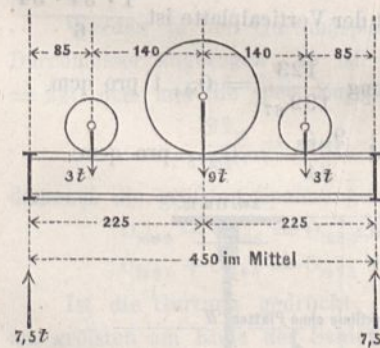
Die Fahrbahn ist berechnet für eine Belastung durch Locomotiven schwerster Gattung; die Achsen-Entfernungen und Gewichte derselben pro Rad sind in nachstehenden Skizzen eingeschrieben.



a. Die Schienenträger.

Die inneren Schienenträger sind in Entfernung von 450 cm im Mittel durch die Querträger unterstützt; die äußeren Schienenträger ruhen direct auf den Fahrbahnstützen, deren Entfernung im Mittel  $\frac{450}{2} = 225$  cm beträgt.

1. Die inneren Schienenträger.



Das Biegemoment in der Mitte ist am größten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine in der Mitte des Schienenträgers steht, und zwar ist dann:

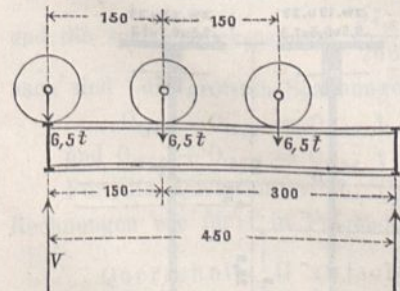
$$M = 7,5 \cdot 85 + 4,5 \cdot 140 = 1267,5 \text{ cm t.}$$

Dem Eigengewicht der Schienenträger, nebst Schiene und Bohlenbelag veranschlagt zu  $1080k = 1,08 \text{ t} = Q$ , entspricht ein Biegemoment in der Mitte des Trägers:

$$M' = \frac{Ql}{8} = \frac{1,08 \cdot 450}{8} = 60,75 \text{ cm t;}$$

demnach das größte Biegemoment:

$$M_{max} = M + M' = 1328,25 \text{ cm t.}$$



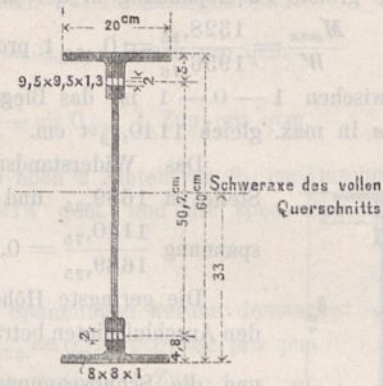
dieselbe ist dann:  $V = 3 \cdot 6,5 \cdot \frac{300}{450} = 13$  Tonnen.

Hierzu das halbe Eigengewicht mit 0,54 Tonnen, so ist

$$V_{max} = 13,54 \text{ t.}$$

Die von dem Schienenträger auf den Querträger zu übertragende Vertikalkraft ist am größten, wenn das Vorderrad der Güterzugmaschine über dem Querträger steht;

Die inneren Schienenträger zwischen 3 bis 24 haben nebenstehenden Querschnitt; das Widerstandsmoment  $W$  desselben ist nach Abzug der gezeichneten Niete von 2 cm Durchmesser  $= 1991,73$ ; demnach die größte Faserspannung:



$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{1328,25}{1991,73} = 0,667 \text{ t pro qcm.}$$

Die Höhe der Blechwand an den Anschlusnieten beträgt ungefähr 49 cm und die Schubspannung an dieser Stelle:

$$\frac{13,54}{49} = 0,277 \text{ t pro qcm.}$$

Anschlussniete sind 6 vorhanden; dieselben haben einen Querschnitt von  $2 \cdot 6 \cdot 3,14 = 37,68$  qcm und eine Leibungsfläche von  $6 \cdot 2 \cdot 1 = 12$  qcm. Die Nietquerschnitte sind also angestrengt mit  $\frac{13,54}{37,68} = 0,359$  t pro qcm und der Druck

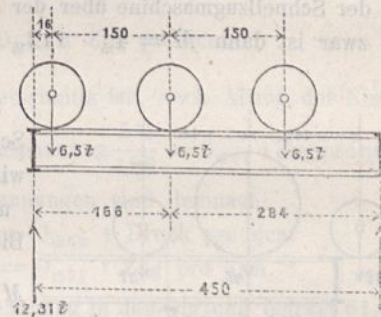
auf die Leibungsfläche beträgt  $\frac{13,54}{12} = 1,128$  t pro qcm.

Die größte Entfernung des ersten Nietes in den Winkeleisen der oberen Gurtung von Mitte Querträger beträgt 16 cm. Bis zu diesem Niete hat die Blechwand von 60 cm Höhe das Moment und die Vertikalkraft allein zu übertragen. Das größte Moment an dieser Stelle tritt ein, wenn das Vorderrad der Güterzugmaschine über dem ersten Niete steht, und ist dasselbe  $= 12,31 \cdot 16 = 196,96$  cm t.

Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist

$$\frac{1 \cdot 60 \cdot 60}{6} = 600.$$

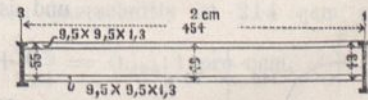
(Niete sind nicht abgezogen, weil in der unteren gezogenen Gurtung die Winkeleisen bereits durch einen Niet angeschlossen sind.)



Die Faserspannung ist demnach  $\frac{196,96}{60,0} = 0,328$  t, die

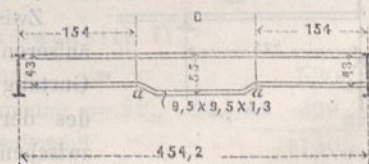
Schubspannung  $\frac{12,31}{60,0} = 0,205$  t pro qcm.

Die inneren Schienenträger zwischen 3 — 0 — 3 haben die nebenstehend skizzierte Form; sie ist bedingt durch den sie kreuzenden Horizontalverband in der oberen Bogengurtung. Die Verticalbleche sind oben und unten mit je 2 Winkeleisen  $9,5 \cdot 9,5 \cdot 1,3$  gesäumt.



Das Widerstandsmoment des Querschnitts von 49 cm Höhe beträgt

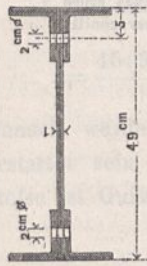
$$W = 1956,76$$



und die größte Faserspannung in der Mitte

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{1328,25}{1956,76} = 0,679 \text{ t pro qcm.}$$

Zwischen 1 — 0 — 1 ist das Biegemoment an der Stelle *a* in max. gleich 1140,75 t cm.



Das Widerstandsmoment an dieser Stelle ist 1689,25 und die größte Faserspannung  $\frac{1140,75}{1689,25} = 0,676 \text{ t pro qcm.}$

Die geringste Höhe der Blechwand an den Anschlusnieten beträgt ungefähr 40,5 cm und die Schubspannung  $\frac{1354}{40,5} = 0,334 \text{ t pro qcm.}$

(Anschlussniete wie vorhin.)

Die Entfernung des ersten Nietes in den Winkeleisen der oberen Gurtung von Mitte Querträger beträgt 15,6 cm; das größte Moment an dieser Stelle ist nach dem Vorigen ungefähr =  $12,31 \cdot 15,6 = 192 \text{ cm t.}$

Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist  $\frac{1 \cdot 43 \cdot 43}{6} = 308,17$  und demnach die Faserspannung =  $\frac{192}{308} = 0,623 \text{ tons pro qcm.}$

Die Schubspannung wird  $\frac{12,37}{43} = 0,286 \text{ t pro qcm.}$

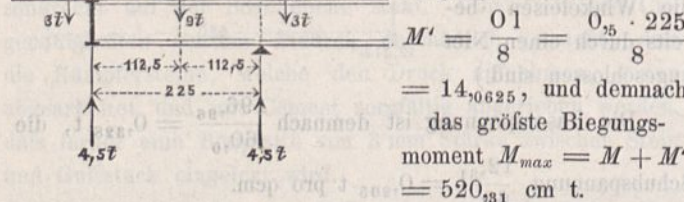
Die Schienenträger zwischen 23 und 24 sind nur 305 cm lang, haben jedoch obige Querschnitte von 60 cm Höhe.

2. Die äusseren Schienenträger.

Die äusseren Schienenträger sind direct durch die Fahrbahnstützen in Entfernung von 225 cm im Mittel unterstützt.

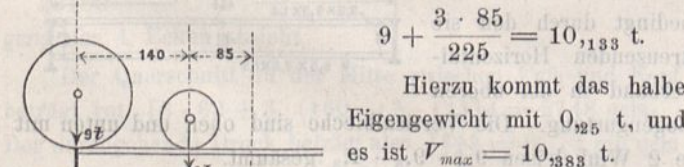
Das Biegemoment ist am größten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über der Mitte des Trägers steht, und zwar ist dann  $M = 4,5 \cdot 112,5 = 506,25 \text{ cm t.}$

Das Eigengewicht des Schienenträgers nebst Schiene und Bohlenbelag wird ungefähr gleich 0,5 t und das entsprechende Biegemoment:



$$M' = \frac{0,1}{8} = \frac{0,5 \cdot 225}{8} = 14,0625, \text{ und demnach das größte Biegemoment } M_{max} = M + M' = 520,31 \text{ cm t.}$$

Die Verticalkraft wird am größten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über der Fahrbahnstütze steht, und ist dieselbe gleich



$$9 + \frac{3 \cdot 85}{225} = 10,133 \text{ t.}$$

Hierzu kommt das halbe Eigengewicht mit 0,25 t, und es ist  $V_{max} = 10,383 \text{ t.}$  Zwischen 24 — 4 sind die äusseren Schienenträger mit der Gurtung des Horizontalverbandes der Fahrbahn vernietet; zwischen 4 — 0 — 4 folgt die

untere Gurtung der Schienenträger der oberen Gurtung des Bogens. Der äussere Schienenträger zwischen 0 — 1 hat den beistehenden Querschnitt; das Widerstandsmoment desselben ist 909 und also die größte Faserspannung:

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{520,31}{909} = 0,572 \text{ t. pro qcm.}$$

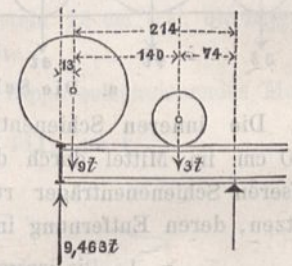
Die Höhe der Blechwand an den Anschlusnieten beträgt ungefähr 31,5 cm und die Schubspannung daselbst  $\frac{10,383}{31,5} = 0,33 \text{ t pro qcm.}$



Anschlussniete sind 5 an den Querträgern und 6 über den mittleren Stützpunkten vorhanden; der geringste Querschnitt ist:  $2 \cdot 5 \cdot 3,14 = 31,4 \text{ qcm}$  und die Leibungsfläche:  $5 \cdot 2 \cdot 1 = 10 \text{ qcm.}$

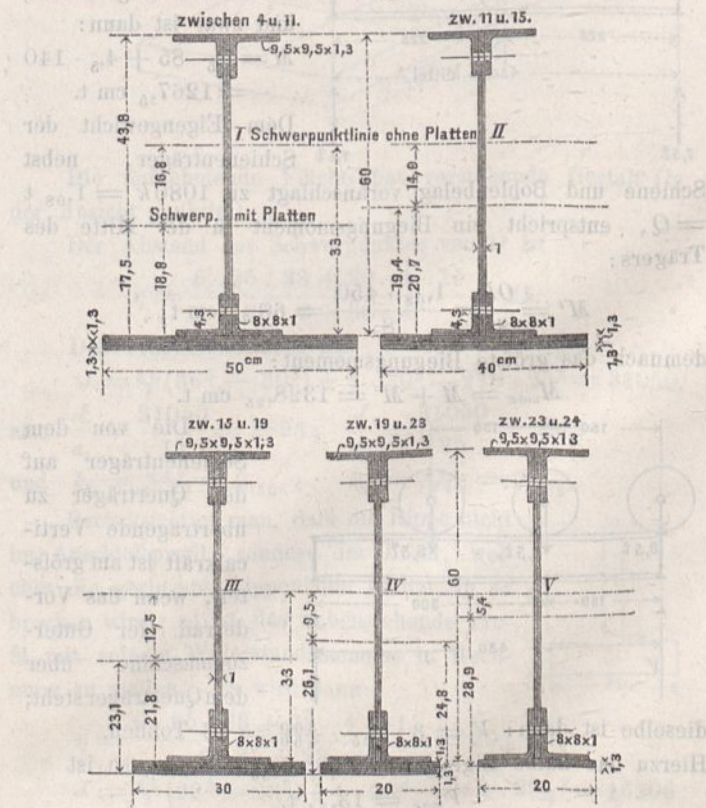
Die Nietquerschnitte sind also angestrengt mit  $\frac{10,383}{31,4} = 0,337 \text{ t pro qcm,}$  und der Druck auf die Leibungsfläche des Nietlochs in der Blechwand beträgt  $\frac{10,383}{10} = 1,0383 \text{ t pro qcm.}$

Die Entfernung des ersten Nietes in den Gurtungswinkel-eisen von Mitte Querträger beträgt 13 qcm. Das größte Moment an dieser Stelle tritt ein, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über der-delben steht, und ist dasselbe  $9,463 \cdot 13 = 123 \text{ cm t.}$



Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist  $\frac{1 \cdot 34 \cdot 34}{6} = 192,67,$  die Faserspannung  $\frac{123}{192,67} = 0,64 \text{ t pro qcm.}$

Die Schubspannung wird  $\frac{9,463}{34} = 0,278 \text{ pro qcm.}$





Zwischen 4 — 24 sind die Schienenträger mit der Gurtung des Horizontal-Verbandes der Fahrbahn vernietet, und entstehen dadurch die vorstehend skizzirten Querschnitte.

Die Widerstandsmomente dieser Querschnitte sind:

Querschnitt I = 3200	Querschnitt IV = 2980
„ II = 3150	„ V = 2780
„ III = 3080	

Die Spannungen in den Querschnitten werden am größten, wenn die Biegemomente der Verkehrslast und die durch den Wind erzeugte Gurtungsspannung in gleichem Sinne wirken, d. h. wenn in der Gurtung Zugspannung herrscht.

Die durch den Wind bewirkten Spannungen betragen:

zwischen 4—11 = 92,6 t Zug	97,6 t Druck
„ 11—15 = 71,2 t „	79,6 t „
„ 15—19 = 51 t „	61,6 t „
„ 19—23 = 25,4 t „	39,0 t „
„ 23—24 = 0 t „	11,2 t „

Das durch die Belastung hervorgerufene Biegemoment ist nach Vorigem 520,31 cm t.

Für Querschnitt I zwischen 4 und 11 ist das Moment der Zugspannung in der Gurtung = 92,6 · 17,5 = 1620,5 cm t.

Das gesammte Biegemoment ist 520,31 + 1620,5 = 2140,81 cm t und die entsprechende größte Faserspannung  $\frac{M}{W} = \frac{2140,81}{3200} = 0,669$  t Druck und  $\frac{0,669}{43,8} \cdot 18,8 = 0,287$  t Zug. Zu diesen Spannungen kommt noch die spec. Zugspannung, die durch Vertheilung der 92,6 t auf den ganzen Querschnitt entsteht.

Werden in den Gurtungsplatten noch 2 Niete von 2,5 Durchmesser abgezogen, so ist der Inhalt des Querschnitts = 240 qcm und die spec. Zugspannung wird

$$\frac{92,6}{240} = 0,386 \text{ t pro qcm,}$$

demnach die größten Spannungen in dem Querschnitt:

$$0,669 - 0,386 = 0,283 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$0,287 + 0,386 = 0,673 \text{ t Zug pro qcm}$$

Ist die Gurtung gedrückt, so ist das Biegemoment am größten am Ende des Schienenträgers, und ist dasselbe  $97,6 \cdot 17,5 = 1708$  cm t.

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1708}{3200} = 0,534 \text{ t. Zug pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0,534}{43,8} \cdot 18,8 = 0,229 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 266 qcm und die spec. Druckspannung  $\frac{97,6}{266} = 0,367$  t Druck. Demnach sind die größten Spannungen in dem Querschnitt:

$$0,543 - 0,367 = 0,176 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,229 + 0,367 = 0,596 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Für die Querschnitte II, III, IV, V sind dieselben Rechnungen wie für I in Folgendem ausgeführt:

Querschnitt II zwischen 11 und 15.

$$\text{Moment der Belastung} = 520,31$$

$$\text{„ der Zugspannung} = 71,2 \cdot 19,4 = 1381,28$$

$$\text{Gesammtes Biegemoment} = 1901,59 \text{ cm t.}$$

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1901,59}{3150} = 0,604 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0,604 \cdot 207}{419} = 0,299 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Nach Abzug von noch 2 Nieten von 2,5 cm Durchmesser ist der Inhalt = 214 qcm. und die spec. Zugspannung  $\frac{71,2}{214} = 0,33$  t.

Die gesammten Spannungen werden demnach:

$$0,604 - 0,333 = 0,271 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$0,299 + 0,333 = 0,632 \text{ t Zug „ „}$$

Die größte Druckspannung in der Gurtung beträgt 79,6 t, das Biegemoment derselben  $79,6 \cdot 19,4 = 1544,24$  cm t und die Faserspannungen sind

$$\frac{1544,24}{3150} = 0,490 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0,490 \cdot 207}{419} = 0,242 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts ist 240 qcm und die spec. Druckspannung  $\frac{79,6}{240} = 0,332$  t. pro qcm.

Demnach sind die größten Spannungen:

$$0,490 - 0,332 = 0,158 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,242 + 0,332 = 0,574 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Querschnitt III zwischen 15 und 19.

$$\text{Moment der Belastung} = 520,31$$

$$\text{„ der Zugspannung} = 51 \cdot 218 = 1111,8$$

$$\text{Gesammtes Biegemoment} = 1632,11 \text{ cm t.}$$

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1632,11}{3080} = 0,530 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } 0,530 \cdot \frac{23,1}{39,5} = 0,310 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Der Inhalt des Querschnitts ist, nach Abzug der Niete, 188 qcm und die spec. Zugspannung  $\frac{51}{188} = 0,271$  t Zug pro qcm.

Die gesammten Spannungen sind demnach:

$$0,530 - 0,271 = 0,259 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } 0,310 + 0,271 = 0,581 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Die größte Druckspannung in der Gurtung beträgt 61,6 t, das Biegemoment derselben ist  $61,6 \cdot 21,8 = 1342,88$  cm t.

Die Faserspannung wird:

$$\frac{1342,88}{3080} = 0,436 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,436 \cdot \frac{231}{395} = 0,255 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts ist 214 qcm und die spec. Druckspannung  $\frac{61,6}{214} = 0,288$  t pro qcm.

Die größten Spannungen werden:

$$0,436 - 0,288 = 0,148 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,255 + 0,288 = 0,543 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Querschnitt IV.

$$\text{Moment der Belastung} = 520,31$$

$$\text{„ der Zugspannung} = 25,4 \cdot 24,8 = 629,92$$

$$\text{Gesammtes Biegemoment} = 1150,23 \text{ cm t.}$$

Die entsprechenden Faserspannungen werden

$$\frac{1150_{,23}}{2980} = 0_{,386} \text{ t Druck pro qcm}$$

und  $\frac{0_{,386} \cdot 261}{365} = 0_{,276} \text{ t Zug pro qcm.}$

Nach Abzug der Niete ist der Inhalt des Querschnitts = 162 qcm. und die spec. Spannung  $\frac{25_{,4}}{162} = 0_{,157} \text{ t Zug pro qcm.}$

Die gesamtten Spannungen werden demnach:

$$0_{,386} - 0_{,157} = 0_{,229} \text{ t Druck pro qcm}$$

$$0_{,267} + 0_{,157} = 0_{,433} \text{ t Zug pro qcm.}$$

Die größte Druckspannung in der Gurtung beträgt 39 t, das entsprechende Biegemoment:  $39 \cdot 24_{,8} = 967_{,2} \text{ cm t,}$

die Faserspannungen sind  $\frac{967_{,2}}{2980} = 0_{,325} \text{ t. Zug pro qcm}$

und  $\frac{0_{,325} \cdot 26_{,1}}{36_{,5}} = 0_{,232} \text{ t Druck pro qcm.}$

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 188 qcm und die spec. Druckspannung  $\frac{39}{188} = 0_{,207} \text{ t.}$

Demnach sind die größten Spannungen am Ende des Schienenträgers  $0_{,325} - 0_{,207} = 0_{,118} \text{ t Druck pro qcm}$

$$0_{,232} + 0_{,207} = 0_{,439} \text{ t Zug pro qcm.}$$

Querschnitt V.

Die Zugspannung ist gleich Null, daher nur die Druckspannung in der Gurtung zu berücksichtigen. Letztere beträgt  $11_{,2} \text{ t.}$

Das Moment derselben ist  $11_{,2} \cdot 28_{,9} = 323_{,68} \text{ cm t,}$  die Faserspannungen sind  $\frac{323_{,68}}{2780} = 0_{,116} \text{ t Zug pro qcm}$

$$0_{,116} \cdot \frac{289}{324} = 0_{,104} \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 162 qcm und die spec. Druckspannung  $\frac{11_{,2}}{162} = 0_{,07} \text{ t.}$

Demnach sind die gesamtten Spannungen:

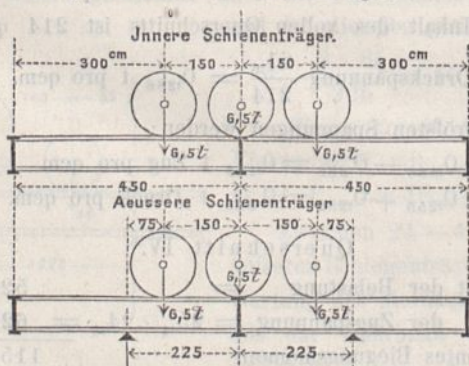
$$0_{,116} - 0_{,07} = 0_{,046} \text{ Druck pro qcm}$$

$$0_{,104} - 0_{,07} = 0_{,174} \text{ Zug pro qcm.}$$

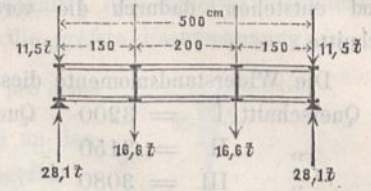
Die Anschlusniete der Schienenträger an die Fahr-  
bahnstützen genügen, wie vorhin für die Schienenträger zwischen 4 — 0 — 4 nachgewiesen ist.

b. Die Querträger.

Die Querträger sind am stärksten belastet, wenn das Mittelrad der Güterzugmaschine über denselben steht, und zwar ist die Belastung dann  $6_{,5} + 2 \cdot 6_{,5} \cdot \frac{300}{450} = 6_{,5} + 8_{,67} = 15_{,17} \text{ t}$  für jeden inneren Schienenträger.



Das Eigengewicht der Querträger ist zu 1 t angenommen, und davon  $0_{,35} \text{ t}$  in jedem Angriffspunkt der inneren Schienenträger und  $0_{,15} \text{ t}$  an den Enden wirkend



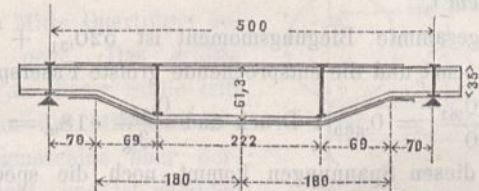
gedacht. Das Eigengewicht der inneren Schienenträger mit Belag und Schienen wird wie vorhin zu  $1_{,08} \text{ t}$  angenommen, so dass die Querträger in jedem Angriffspunkt der inneren Schienenträger belastet sind mit  $15_{,17} + 0_{,35} + 1_{,08} = 16_{,6} \text{ t,}$  und ist das größte Biegemoment  $M_{max} = 16_{,6} \cdot 150 = 2490 \text{ cm t.}$

Die größte Vertikalkraft, welche durch die Platte des Querträgers zu übertragen ist, beträgt, wie oben berechnet,  $16_{,6} \text{ t.}$

Hierzu kommt die Belastung durch die äußeren Schienenträger bei obiger Stellung der Güterzugmaschine mit  $10_{,833} \text{ t}$  und dem Eigengewicht des Querträgers und äußeren Schienenträgers mit  $0_{,15} \text{ resp. } 0_{,5} \text{ t,}$  so dass der gesammte Auflagerdruck

$$16_{,6} + 10_{,833} + 0_{,15} + 0_{,5} = 28_{,1} \text{ t beträgt.}$$

1) Querträger in 1.



Der Querträger in 1 hat vorstehend skizzierte Form; die Höhe der Verticalplatte am Ende beträgt 35 cm, in der Mitte  $61_{,3} \text{ cm}$  und die Dicke derselben  $1_{,3} \text{ cm.}$  Das Widerstandsmoment des Querschnitts am Ende ist 940.

Der erste Niet in den Gurtungsplatten ist 38 cm vom Ende entfernt; an dieser Stelle beträgt das Biegemoment

$$16_{,6} \cdot 38 = 630_{,8} \text{ cm t}$$

und wird die Faserspannung

$$\frac{630_{,8}}{940} = 0_{,67} \text{ t pro qcm.}$$



Bis zu dieser Stelle sind zwischen Verticalplatte und Gurtungswinkelisen 6 Niete zu rechnen; dieselben haben  $2 \cdot 6 \cdot 3_{,14} = 37_{,68} \text{ qcm}$  Querschnitt und  $6 \cdot 2 \cdot 1_{,3} = 15_{,6} \text{ qcm}$  geringste Leibungsfläche.

Diese Niete genügen, die Spannung aus der Verticalplatte in die Gurtungswinkelisen zu übertragen.

In der Entfernung von 70 cm vom Auflager ist das Biegemoment  $16_{,6} \cdot 70 = 1162 \text{ cm t.}$  Das Widerstandsmoment des Querschnitts an dieser Stelle ist ungefähr 1790 und die Faserspannung  $\frac{1162}{1790} = 0_{,65} \text{ t pro qcm.}$

Zwischen Gurtungsplatte und Winkelisen sind bis zu dieser Stelle  $2 \cdot 5 = 10$  Niete von 2 cm Durchmesser und zwischen Verticalplatte und Winkelisen 11 Niete von 2 cm Durchmesser zu rechnen; letztere Niete haben einen Querschnitt von  $2 \cdot 11 \cdot 3_{,14} = 69_{,08} \text{ qcm}$  und eine geringste Leibungsfläche von  $11 \cdot 2 \cdot 1_{,3} = 28_{,6} \text{ qcm.}$

Diese Niete genügen dem Biegemomente von 1162 cm.

Das Widerstandsmoment des Querschnitts in der Mitte ist 3160 und wird die Faserspannung

$$\frac{M_{max}}{3610} = \frac{2490}{3610} = 0,690 \text{ t pro qcm.}$$

Die Vertikalkraft zwischen Auflager und Schienenträger-Anschluß ist 16,6 t.

Die Verticalplatte ist am Ende 35 cm. hoch, 1,3 cm dick; die größte Schubspannung erhält man annähernd, wenn man die Schubkraft auf den Querschnitt der Platte zwischen den Gurtungsnieten gleichmäßig vertheilt annimmt; dieser

Querschnitt ist  $24,4 \cdot 1,3 = 31,72$  qcm, und wird die Schubspannung  $\frac{16,6}{31,72} = 0,523$  t pro qcm.

Die Vertikalkraft wird am Auflager auf die Verticalplatte durch  $2 \cdot 5 = 10$  Niete übertragen; dieselben haben  $2 \cdot 10 \cdot 3,14 = 62,8$  qcm Querschnitt,  $10 \cdot 2 \cdot 1,3 = 26$  qcm geringste Leibungsfläche, und genügen dieselben zur Uebertragung.

2. Querträger in 3.

Der Querträger in 3 hat eine Verticalplatte von 1 cm Dicke; die Gurtungsquerschnitte sind dieselben wie bei dem Querträger in 1; die Höhe der Verticalplatte am Ende beträgt 46 cm. und in der Mitte 61,3 cm.

Das Widerstandsmoment in der Mitte ist 3436 und wird die Faserspannung  $\frac{M_{max}}{3436} = \frac{2490}{3436} = 0,725$  t pro qcm.

Die übrigen Anstrengungen werden geringer, wie bei dem Querträger in 1.

3. Querträger in 5,7 etc. bis 23.

Die Querträger in 5 etc. haben in der Mitte denselben Querschnitt wie die Querträger in 3; die Gurtungsplatten sind kürzer, und ist die Entfernung des ersten Nietes in denselben von dem Auflager 67,6 cm.; das Biegemoment an dieser Stelle ist  $16,6 \cdot 67,6 = 1122,16$  cm t.

Das Widerstandsmoment des Querschnitts ist = 1933 und wird die größte Faserspannung  $\frac{1122,16}{1933} = 0,581$  t pro qcm.

Bis zu dieser Stelle sind die unteren Gurtungswinkelisen mit der Verticalplatte durch 8 Niete von 2 cm Durchmesser verbunden; dieselben haben  $2 \cdot 8 \cdot 3,14 = 50,24$  qcm Querschnitt und eine geringste Leibungsfläche von  $8 \cdot 2 \cdot 1 = 16$  qcm.

Die Gesamtspannung in den Winkelisen beträgt ungefähr  $2 \cdot 13 \cdot 0,581 = 15,106$  t und wird der Leibungsdruck  $\frac{15,106}{16} = 0,944$  t pro qcm. Die übrigen Anstrengungen werden geringer, wie bei Querträger in 1.

Auflager der Fahrbahngurtung auf den Pfeilern.

Die Windgurtung überträgt auf das Auflager am Pfeiler einen horizontalen Druck senkrecht zur Bahnaxe, welcher im ungünstigsten Falle 20 t nicht übersteigt. Die gußeiserne Auflagerplatte übernimmt diesen Druck vermittelt einer angegossenen Nase in einer Fläche von  $19 \cdot 6,5 = 123,5$  qcm (163 kg. pro qcm).

Die Nase mißt an der Basis 8,5 cm bei 40 cm Länge, entwickelt also ein Widerstandsmoment von  $\frac{40 \cdot 72,25}{6} = 481$ .

Greift die Gesamtlast von 20 tons an der Spitze des Knaggens, welcher 8 cm hoch ist, an, so beträgt das Biegemoment am Fulse  $20 \cdot 8 = 160$  cm t und  $k_{max}$  ist  $\frac{16000}{481} = \pm 333$  kg.

Um ein Gleiten des Lagerstücks zu verhindern, ist dasselbe durch 4 Bolzen von 2 m Länge mit einem etwa 2 m hohen Mauerkörper verbunden, welcher die ganze Schicht des Pfeilers mit zum Widerstande gegen horizontale Bewegung bringt.

Außerdem ist zu berücksichtigen, daß die starke Horizontalkraft von etwa 20 t sich daraus herschreibt, daß die ganze Brücke mit einem Zuge belastet ist, daß also schon ein Normaldruck am Auflager vorhanden ist. Die 4 Bolzen haben 30 mm Durchmesser und leisten gegen Abscheeren  $4 \cdot 7,07 \cdot 0,75 = 21,2$  t Widerstand.

Hebung, Senkung und seitliche Verschiebung des Bogenseitels durch Last, Temperatur und Winddruck.

Jeder Punkt der Bogenaxe verändert bei Aufbringung einer Last seine Lage in horizontaler und verticaler Beziehung.

Die größte Senkung des Bogenseitels findet bei voller Belastung statt. Der Werth derselben wird in der Formel 156 §. 324 bei Winkler gegeben. Wenn in dieselbe mit Berücksichtigung der Constante C  $q = 0$  eingesetzt wird, so berechnet sich:

$$\begin{aligned} \Delta y_0 &= \frac{1}{2} \frac{H r^3}{E W} (-2 \cos \alpha - 3 \sin^2 \alpha + 2 + 2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha) \\ &+ \frac{1}{12} \frac{q r^4}{E W} [1 - \cos^3 \alpha + 3(1 - 2 \sin^2 \alpha)(1 - \alpha \sin \alpha - \cos \alpha)] \\ &+ \frac{K r^2}{E W} [H \alpha \cos \alpha + \frac{1}{4} q r (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \sin^2 \alpha)] \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{522 \cdot 16730^3}{2000 \cdot 26000000} (-1,8949796 - 0,3067898 + 2 + 0,1972516) \\ &+ \frac{1}{12 \cdot 100} \cdot \frac{16730^4}{2000 \cdot 26000000} [1 - 0,8505962 + 3(1 - 0,2045265)(1 - 0,1040917 - 0,9474898)] + \\ &+ \frac{0,00006 \cdot 16730^3}{2000 \cdot 26000000} [522 \cdot 0,3084116 + \frac{1}{4} \cdot 3,35 \cdot 167,3 \times \\ &\times (0,3255039 - 0,3029942 + 0,0665742)] 0,3197862 \\ &= -106,18 + 110,90 + 0,38 = + 5,02 \text{ cm Senkung.} \end{aligned}$$

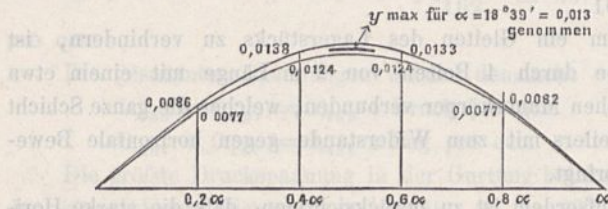
Für den Schnitt 12° vom Scheitel ergibt sich die verticale Verschiebung der Bogenaxe durch Einsetzung der betreffenden Winkelfunctionen für  $\varphi = 12^\circ$  in folgende Formel

$$\begin{aligned} \Delta_{12} y &= \frac{1}{2} H r^3 \frac{1}{E W} (\sin^2 \varphi - 2 \cos \alpha \varphi \sin \varphi - 2 \cos \alpha \cos \varphi \\ &- 3 \sin^2 \alpha + 2 + 2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha) \\ &+ \frac{1}{12} \frac{q r^4}{E W} [\cos^3 \varphi - \cos^3 \alpha + 3(1 - 2 \sin^2 \alpha)(\varphi \sin \varphi + \\ &+ \cos \varphi - (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha))] \\ &- \frac{K r^3}{E W} [H q \cos \alpha + \frac{1}{4} q r (\varphi - \sin \varphi \cos \varphi + 2 \varphi \sin^2 \varphi)] \sin \varphi \\ &+ \frac{K r^3}{E W} [H \alpha \cos \alpha + \frac{1}{4} q r (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \sin^2 \alpha)] \sin \alpha \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{2} \frac{Hr^3}{EW} \cdot (-0,0023963) + 12qr^4 \cdot 0,0139415 - 0,124 + 0,2997$$

$$= -56,32 + 58,77 - 0,124 + 0,3 = 2,63 \text{ cm. Senkung.}$$

Die horizontale Verschiebung des Scheitels wird ein Maximum, wenn die Brücke vom einen Auflager bis zum Scheitel belastet ist.



Die Einzellast verschiebt nach Tabelle auf Seite 305 §. 314 den Scheitel so, daß die für die verschiedenen Lagen der Last daselbst ermittelten Coefficienten von der Parabel wenig verschieden sind. Das Maximum beträgt für  $\alpha = 18^\circ 39'$

ungefähr  $-0,013 \frac{Ga^2h}{EW}$ ; für einen beliebigen mit  $G$  belasteten Punkt ist die Verschiebung des Scheitels  $V_v = -y \frac{Ga^2h}{EW}$

$$G = qr \cos \varphi d \varphi$$

$$y = \frac{4 \cdot y_{max}}{\alpha^2} \varphi (\alpha - \varphi)$$

$$\Delta_0 x = -\frac{a^2h}{EW} \cdot \frac{4 \cdot y_{max}}{\alpha^2} \int_0^\alpha (\alpha \varphi - \varphi^2) qr \cos \varphi d \varphi$$

$$= -\frac{a^2hqr}{EW \alpha^2} \cdot \frac{4 \cdot y_{max}}{\alpha^2} \int_0^\alpha (\alpha \varphi - \varphi^2) \cos \varphi d \varphi$$

$$= -\frac{5350^2 \cdot 878,75 \cdot 0,0335 \cdot 16730 \cdot 4 \cdot 0,013}{2000 \cdot 26000000 \cdot 0,3255039^2} \cdot 0,0056570$$

$$= -0,752 \text{ cm Verschiebung zum rechten Auflager hin.}$$

Verticale Verschiebung des Scheitels durch Wärme. cfr. Winkler §. 366 §. 364. Der durch die Wärme von  $30^\circ$  Celsius über Mittel erzeugte Horizontalschub beträgt

$$H = -\frac{EW \cdot t}{h^2} K = -\frac{722,1 \cdot 26000000 \cdot 1,78167}{878,25^2}$$

$$= -43343 \text{ Kilo} = 43,343 \text{ t; nach 312 §. 364 beträgt die verticale Verrückung}$$

$$\Delta_0 y = -\frac{Hr^3}{2EW} (2 - 2 \cos \alpha - 3 \sin^2 \alpha + 2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha) - \frac{Hr}{EF} \alpha \sin \alpha - r \varepsilon t (1 - \cos \alpha)$$

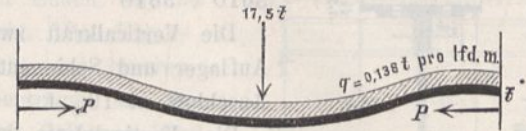
$E$  hier = 2040;  $H$  = 43,343;  $F$  = 1556 qcm;  
 $t$  = 30;  $\varepsilon$  = 0,0000118.

$$\Delta_0 y = 8,8438 - 0,024 - 0,311 = 8,4 \text{ cm Hebung.}$$

Seitliche Ausbiegung der Bogengurtung durch den Wind.

Man kann die Annahme machen, daß unter den drei Windgurtungen die obere Bogengurtung mit ihrem Horizontalverbande der seitlichen Biegung den größten Widerstand leiste. Die Gurtung der Fahrbahn, welche auf der Bogengurtung im Knoten 5 befestigt ist und in diese übergeht, kann auf die ganze Spannweite erst durchbiegen, wenn der Punkt 5 schon soweit nachgegeben hat. Die Fahrbahngurtung würde danach als zweites System, mit Auflagern auf den Pfeilern und im Knoten 5 zu betrachten sein. Dagegen kommt dann für die obere Gurtung der Auflagerdruck der Fahrbahngurtung in 5 als Einzellast in Rechnung.

Im Folgenden ist als ungünstigster Fall eine Einzellast von 17,5 t im Scheitel der Bogengurtung senkrecht zur Bahnaxe und horizontal wirkend angenommen.



Die 17,5 t ergeben sich, wenn der Druck auf den überfahrenden Zug und die Fahrbahngurtung

$$= 2 \cdot \frac{l}{4} \cdot (1,83 + 0,75) \cdot 0,125 = \text{rot. } 17,5 \text{ t im Scheitel}$$

auf den Bogen übertragen wird.

Außerdem nimmt der Bogen noch eine gleichmäßig verteilte Last  $q = \text{pprt. } (0,8 + 0,3) \cdot 0,125 = 0,138 \text{ t pro lfd. m auf.}$

Es ist im Folgenden nur die Horizontalprojection des Bogenverbandes behandelt, was annähernd richtig sein dürfte. Zugleich ist die im Bogen auftretende Axialkraft in maximo mit 1000 t in Rechnung gestellt.

Die Kräfte wirken dann auf den Verband, wie Winkler im §. 186 angiebt, nur daß  $P$ , statt ziehend, drückend auftritt. Danach formt sich die Gleichung für die Ausbiegung wie folgt um:

Nach Gleichung 66 §. 182 wird, wenn  $\eta_0 = 0$ ,  
 $\eta = f - A \sin Kx = B \cos Kx - \frac{M}{P} + \frac{q}{K^2 P}$ . —  $M$  ist das Moment der äußeren Kräfte, hier  $= -\frac{G \cdot x + qx(1-x)}{2}$ ,

$f$  ist die Verrückung der Mittelkraft der in den beiden Bogengurtungen auftretenden  $\frac{P}{2}$ ; für  $x=0$  wird  $\eta=0$ , daraus

$$B = f - \frac{q}{K^2 P}$$

Für  $x=0$  wird  $\frac{d\eta}{dx} = 0$ , da die starken in 5 m Entfernung von einander auftretenden Drucke  $\frac{P}{2}$  als Einspannung wirken.

$$\frac{d\eta}{dx} = -AK \cos Kx + BK \sin Kx - \frac{G}{2P} + \frac{qx}{P} - \frac{ql}{2P}$$

$$0 = -AK - \frac{G}{2P} - \frac{ql}{2P}$$

$$A = -\frac{G+ql}{2PK}$$

$f$  wird daraus bestimmt, daß  $\frac{d\eta}{dx}$  für  $x=l$  zu 0 wird;

$$0 = \frac{G+ql}{2PK} \cdot K \cdot \cos Kl + \left(f - \frac{q}{K^2 P}\right) K \sin Kl - \frac{G}{2P} + \frac{ql}{P} - \frac{ql}{2P}$$

$$f - \frac{q}{K^2 P} = \left(\frac{G-ql}{2P} - \frac{G+ql}{2P} \cos Kl\right) \frac{1}{K \sin Kl}$$

$$f = \frac{G}{2P} \cdot \frac{1 - \cos Kl}{K \sin Kl} - \frac{ql}{P} \cdot \frac{1 + \cos Kl}{K \sin Kl} + \frac{q}{K^2 P}$$

$$f = \frac{G}{2PK} \text{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK} \cdot \frac{1}{\text{tg} \frac{Kl}{2}} + \frac{q}{K^2 P}$$

$$\eta = \frac{G}{2PK} \text{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK \text{tg} \frac{Kl}{2}} + \frac{q}{K^2 P} + \frac{G+ql}{2PK} \cdot \sin Kx -$$

$$- \left(f - \frac{q}{K^2 P}\right) \cos Kx - \frac{Gx + qx(l-x)}{2P} - \frac{q}{K^2 P}$$

$\eta$  wird Maximum für  $x = \frac{l}{2}$

$$\eta_{max} = \left( \frac{G}{2PK} \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK \operatorname{tg} \frac{Kl}{2}} \right) \left( 1 - \cos \frac{Kl}{2} \right) + \frac{q}{K^2 P} + \frac{G + ql}{2PK} \sin \frac{Kl}{2} - \frac{G \frac{l}{2} + q \frac{l^2}{4}}{2P} - \frac{q}{K^2 P}$$

$$\eta_{max} = \frac{1}{2PK} \left[ \left( G \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{\operatorname{tg} \frac{Kl}{2}} \right) \left( 1 - \cos \frac{Kl}{2} \right) + (G + ql) \sin \frac{Kl}{2} - \left( G \frac{l}{2} + \frac{ql^2}{4} \right) K \right]$$

Es ist  $K^2 = \frac{P}{EW} \left( 1 - \frac{P}{EF} \right)$   
 $E = 2000$

$W = 500^2 \cdot \frac{856}{2} =$  Quadrat des Abstandes der Bogenaxe mal halben Querschnitt der oberen Gurtung.  
 $+ \frac{5 \cdot 120^3 \cdot 2}{12} =$  Trägheitsmoment eines oberen Plattenpaketes 120cm breit, rot. 5 cm. stark.

$W = 108440000$   $F = 2 \cdot 856 = 1712$ , daraus

$K^2 = \operatorname{num} 1,66366536 - 10$ ;  $K = \operatorname{num} 5,8318268 - 10$   
 $\frac{Kl}{2} = \operatorname{arc} 20^\circ 48' 41''$ , und wird  $\eta_{max} = 2,89316$  cm.

Wäre  $P$  nicht berücksichtigt, so würde  $\eta_{max} = \frac{Gl^3}{192 \cdot EW} + \frac{ql^4}{384 \cdot EW} = 0,732$  cm betragen. Die Annahme, daß nur die obere Gurtung die Last des Windes übertrage, daß eine Einzellast von 17,5 t im Scheitel angreife, während in Wirklichkeit nur 4,88 t in der Entfernung, 11,4 m vom Scheitel als Einzellast und von + 11,4 bis - 11,4 eine gleichmäßig vertheilte Last von 0,23 t pro lfd m auftreten, sichert wohl vor Ueberschreitung des Maafses von 2,4 cm.

Denkt man den Gesamtwinddruck als gleichmäßige Last auf den mittleren Verband (obere Bogengurtung) wirkend, so wird

$q = 1,83$  p (Zug)  
 $+ 0,75$  (Eahrbahnstreifen)  
 $0,8$  (oberer)  
 $0,8$  (unterer Gurtungsstreifen)  
 $0,3$  (Fahrbahnstützen)  
 $4,48 \cdot 0,125 = 0,56$  t pro lfd. m.

In der Gleichung für  $\eta$  wird hier:

$M = - \frac{qx(l-x)}{2}$ , wo  $l$  die ganze Stützweite bedeutet;

für  $x = 0$  wird  $\eta = 0$ ,  $\eta_0 = 0$

$0 = f - B - \frac{q}{K^2 P}$   $B = f - \frac{q}{K^2 P}$

für  $x = \frac{l}{2}$  wird  $\frac{d\eta}{dx} = 0$ ;  $-KA \cos \frac{Kl}{2} + KB \sin \frac{Kl}{2} = 0$

$A = \frac{K \left( f - \frac{q}{K^2 P} \right) \sin \frac{Kl}{2}}{K \cos \frac{Kl}{2}} = \left( f - \frac{q}{K^2 P} \right) \operatorname{tg} \frac{Kl}{2}$

$\frac{d\eta}{dx} = - \left( f - \frac{q}{K^2 P} \right) \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} K \cos Kx + \left( f - \frac{q}{K^2 P} \right) K \sin Kx + \frac{2qx}{2P} - \frac{1}{2P} ql$

für  $x = l$  wird  $\frac{d\eta}{dx} = 0$ ,

danach  $f = \frac{ql}{2PK \left( \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} + \frac{q}{K^2 P}$

$f = \frac{q}{K^2 P} \left( 1 + \frac{kl}{2 \left( \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} \right)$ ;

nach Einsetzung von  $f$  wird

$\eta = \frac{q}{K^2 P} \cdot \frac{Kl}{2 \left( \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} \left( 1 - \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \sin Kx - \cos Kx \right) + \frac{1}{2P} (qx^2 - qlx)$ ,

$\eta$  wird maximum für  $x = \frac{l}{2}$ ,

$\eta_{max} = \frac{q}{K^2 P} \cdot \frac{Kl}{2 \left( \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} \cdot \left( 1 - \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \sin \frac{Kl}{2} - \cos \frac{Kl}{2} \right) - \frac{ql^2}{8P}$ .

Es wurden hier dieselben Werthe für  $F_1 P_1 E_1$  und  $W$  eingesetzt wie oben, nur  $q$  wird = 0,56 t pro lfd m.

$Kl = \operatorname{arc} 41^\circ 37' 23''$   $\frac{Kl}{2} = \operatorname{arc} 20^\circ 48' 41''$ ;

dann wird  $\eta_{max} = 81,037 - 80,2143 = 0,894$  cm.

Ohne Berücksichtigung der Axialkraft  $P$  wird

$\eta_{max} = \frac{ql^4}{384 \cdot E \cdot W} = \frac{0,0056 \cdot 10700^4}{384 \cdot E \cdot W} = 0,881$  cm.

Ohne Berücksichtigung der factisch vorhandenen Einspannung wäre ferner

$\eta_{max} = 5 \cdot 0,881 = 4,405$  cm.

**E. Baukosten der Rheinbrücke bei Coblenz.**

Was die Gesamtkosten des Bauwerkes betrifft, so sind zwar, wie schon oben bemerkt, die Baurechnungen zur Zeit noch nicht vollständig abgeschlossen, jedoch läßt sich nach den angestellten Ermittlungen mit Sicherheit beurtheilen, daß dieselben unter Berücksichtigung der Einnahmen aus den alten Materialien, Geräthen etc. sich annähernd auf den Betrag von 3 155000  $\mathcal{M}$  belaufen werden.

In dieser Summe ist nicht enthalten die Herstellung des Bahndammes auf der Insel und durch die Rheinlache, deren Kosten bei Titel II verausgabt sind; dagegen sind in derselben enthalten die Kosten für die Ausführung der umfangreichen Baggararbeiten zur Regulirung des Stromes und zur Beseitigung des Kiesfeldes an der südlichen Inselfpitze, ferner die Kosten der Herstellung der Coupirung des linksseitigen Rheinarmes und der neuen Uferbefestigungen sowie des Baues der drei Wasserdurchlässe in der Rheinlache. Werden diese Kosten, welche nicht direct mit der Herstellung des Brückenbauwerkes zusammenhängen, vielmehr eine Folge der ungünstigen Verhältnisse der Baustelle sind, von obiger Summe abgesetzt, so reducirt sich dieselbe um 950000  $\mathcal{M}$  und ergibt sich mithin auf 2 205000  $\mathcal{M}$ .

Speziellere Angaben über die Kosten der einzelnen Arbeiten, über Einheitspreise etc. werden am Schlusse der ganzen Mittheilung gegeben werden.

(Fortsetzung: II. Die Moselbrücke bei Güls, folgt.)

## Zusammenstellung der bemerkenswertheren Preussischen Staatsbauten, welche im Jahre 1880 in der Ausführung begriffen gewesen sind.

(Aus den Jahres-Rapporten pro 1880.)

(Mit Zeichnungen auf Blatt 61 im Atlas.)

### I. Kirchen.

Im Jahre 1880 befanden sich nach den Jahres-Rapporten 41 Kirchenbauten (gegen 49 im Vorjahre) in der Ausführung, darunter 28, welche fortgesetzt, und 13, welche neu begonnen sind.

#### Fortgesetzte Kirchenbauten.

Hiervon wurden im Jahre 1880 zu Ende geführt 22. Unvollendet blieben 4 Neubauten, nämlich:

1) der 1876 begonnene, aber mit Unterbrechungen fortgesetzte Bau der Nicolaikirche in Breslau (Anschlagskosten 462000  $\mathcal{M}$ , 402  $\mathcal{M}$  pro qm Baufläche),

2) die Kirche in Falkowitz (XV,\*) siehe Jahrgang 1879 S. 425),

3) die Kirche in Hochkirch (XIV, s. Jahrg. 1880 X. 457),

4) die Kirche in Siemowo (XI, s. Jahrg. 1880 S. 457), ferner

der Bau der Thürme nebst Zwischentheil der St. Servatii-Schloßkirche in Quedlinburg (XVII, s. Jahrg. 1878 S. 470), von welchem der südliche Thurm vollendet und der nördliche Thurm nach Abbruch der schadhafte Theile sowie der Zwischenbau bis zum Hauptgesims der Thürme geführt ist; endlich

der Restaurationsbau der Wiesenkirche in Soest (XXVIII, s. Jahrg. 1879 S. 423).

Die angeführten Bauten dürften bis auf den ad 1, welcher voraussichtlich erst i. J. 1883 fertig werden wird, im Laufe des Jahres 1881 zu Ende geführt werden. Für den inneren Ausbau der im Aufseren vollendeten Wiesenkirche in Soest, welcher eifrig betrieben wird, läßt sich der Endtermin noch nicht mit Bestimmtheit feststellen.

#### Neu angefangene Kirchenbauten.

##### a. Kirchenneubauten.

Laufende Nummer	Ort und Reg.-Bez., ob evang. od. kath., mit od. ohne Thurm	Summe des Kostenanschlages $\mathcal{M}$	Gesamte Baufläche qm	Danach Anschlags- kosten pro qm $\mathcal{M}$	Baufläche nach der Höhen-Einheit des Kirchenschiffs reducirt qm	Danach Kosten pro qm $\mathcal{M}$	Nutzraum			Durchschn. Kosten pro cbm Nutzraum $\mathcal{M}$	Sitzplätze für Erwachsene			Zahl der gleichzeitigen Kirchgänger	Baukosten pro	
							im Schiff cbm	in Neben- räumen cbm	im oberen Thurm cbm		im Schiff cbm	auf Empore cbm	für Kinder cbm		Sitzplatz $\mathcal{M}$	Kirchgänger $\mathcal{M}$
1	Grünheyde ev. (II) vorläufig ohne obern Thurm	82000	646	127	629	130	6500	250	80	12	686	154	266	1189	98	69
2	Warpuhnen ev. (II) mit Thurm	60500	350	173	380	160	2700	95	90	21	430	152	82	870	91	70
3	Ganserin ev. (VIII) vorl. ohne Thurm	33000	250	132	245	134	1800	75	20	18	260	—	75	473	98	70
4	Penchowo kath. (XII) vorl. ohne Thurm	25000	239	105	232	108	2300	135	85	10	100	—	80	398	139	63
5	Friedrichstadt ev. (XVI) mit Thurm	64000	473	135	524	122	3300	130	100	18	480	—	133	1306	104	49
5 <sup>a</sup>	do. Mehrkosten d. Fundamente	15000	473	32	524	28	<	3530	>					1306	—	12
6	Walsum kath. (XXXII) mit Thurm	124500	560	222	645	193	—	—	—	—	317	20	121	598	272	208
7	Gr. Lunau ev. (IV) vorl. ohne ob. Thurm	85347	576	148	613	139	5570	370	200	14	576	270	288	1134	75	75

#### Beschreibung dieser Neubauten.

Nr. 1. Die Kirche in Grünheyde (s. Grundriß auf Blatt 61), deren Thurm vorläufig nur bis über die Seitentreppe geführt wird, ist mit einfachen Rundbogenformen im Rohbau, bei beschränkter Verwendung von Formsteinen,

24 × 11 m im Langschiff groß, mit 5,4 × 11 m Vorsprung für das Querschiff projectirt. Die rechteckig abgeschlossenen Enden des kreuzförmigen Gebäudes sind als Giebel behandelt. Das Schiff erhält eine schräg ansteigende Holzdecke,

\*) Die den Ortsnamen hinzugefügten eingeklammerten römischen Zahlen bezeichnen den Regierungsbezirk resp. die Landdrostei, in welchem der betr. Ort liegt; hierbei bedeuten die Zahlen I Königsberg. II Gumbinnen. III Danzig. IV Marienwerder. V Ministerial-Bau-Commission Berlin. VI Potsdam. VII Frankfurt a/O. VIII Stettin. IX Coeslin. X Stralsund. XI Posen. XII Bromberg. XIII

Breslau. XIV Liegnitz. XV Oppeln. XVI Magdeburg. XVII Merseburg. XVIII Erfurt. XIX Schleswig. XX Hannover. XXI Hildesheim. XXII Lüneburg. XXIII Stade. XXIV Osnabrück. XXV Aurich. XXVI Münster. XXVII Minden. XXVIII Arnberg. XXIX Cassel. XXX Wiesbaden. XXXI Coblenz. XXXII Düsseldorf. XXXIII Cöln. XXXIV Trier. XXXV Aachen und XXXVI Sigmaringen.

welche sich 14,4, bzw. 12,3 m über den Fußboden erhebt. Der später auszuführende obere Theil des Thurmes soll Giebel und darauf eine Holzspitze erhalten.

Nr. 2. Die auf Blatt 61 in Grundriß und Giebelansicht dargestellte Kirche in Warpuhnen wird ebenfalls mit Rundbogenformen im Rohbau, aber ohne Formziegel,  $23 \times 12,9$  m groß und einschiffig ausgeführt. Die Strebepfeiler der Langfront gehen in Kämpferhöhe neben den gekuppelten Fenstern in Lisenen über; an den Ostgiebel schliessen sich Apsis und Sacristei mit Walmdächern an. Der bis zum Kranzgesims 30 m hohe Thurm schließt mit Giebeln ab und wird mit 8seitigem Holzhelm bekrönt. Das Schiff erhält eine Decke wie Nr. 1 in 8,4 bis 10,4 m Höhe über dem Fußboden.

Nr. 3. Die Kirche in Ganserin ist im Grundriß der im Jahrg. 1879 Bl. 61 dargestellten Kirche in Neukirch ähnlich, einschiffig,  $17,3 \times 11,6$  m groß, jedoch mit geradem Chorschluss und ohne Seiteneingang, mit einfach gothischen Formen, im Rohbau, bei beschränkter Verwendung von Formziegeln entworfen. Das Schiff, wie Nr. 1 mit Holzdecke versehen, wird in den Mauern 8,5 m hoch. Der Thurm wird vorläufig über den Seitentreppen abgeschlossen.

Nr. 4. Die auf Blatt 61 in Grundriß und Giebelansicht dargestellte Kirche in Penchowo wird ganz einfach mit Spitzbogenformen im Rohbau, ohne Verwendung von Formziegeln erbaut, das Schiff erhält eine Holzdecke wie vor und wird 10,5 bzw. 13,4 m hoch. Der Thurm schließt vorläufig 5 m niedriger als das Schiff über dem Orgelgebläse ab. Auf den Westgiebel ist ein größeres, auf den Ostgiebel ein kleineres Glockenthürmchen aufgesetzt.

Nr. 5. Die Kirche in Friedrichstadt-Magdeburg ist im Grundriß der im Jahrg. 1879 Bl. 61 skizzirten Kirche in Friedersdorf ähnlich, einschiffig,  $25 \times 14,3$  m groß, in gothischen Formen mit Hausteiplinthe, im Uebrigen im Rohbau bei Verwendung von Formziegeln projectirt. Spätere Anlage von Seitenemporen mit 200 Sitzplätzen ist vorbehalten und sind deshalb schon jetzt kleine Fenster zur Beleuchtung des Raumes unter den künftigen Emporen angelegt. Der Thurm hat bis zur Spitze seines Holzhelmes 50 m Höhe. Die Fundirung reicht bis zu 4 m Tiefe und war nicht ohne Schwierigkeiten auszuführen. In der Summe des Kostenanschlages sind Orgel und Glocke nicht mitenthalten.

Nr. 6. Die (kath.) Kirche in Walsum, mit Ausnahme der Thurmanlage und der Nebenapsiden am Ostchor sich im Grundriß der im Jahrg. 1878 Bl. 52 veröffentlichten St. Ambrosiuskirche anschliessend, ist mit dreischiffigem Lang- und einschiffigem Querbau als Basilika mit gothischen Formen im Rohbau bei Verwendung von Formsteinen projectirt. In der westlichen Axe des Langbaues der Kirche ist bis auf 1,7 m der Thurm mit kleiner Wendeltreppe eingerückt, und an Stelle der 2 Nebenapsiden bei der Ambrosiuskirche ist hier rechts neben dem Ostchor in der Länge des Querschiffs eine rechteckig geschlossene Sacristei angebaut.

Nr. 7. Die Kirche in Gr. Lunau, einschiffig, im Chorabschluss der im Jahrg. 1879 Bl. 61 veröffentlichten Kirche in Friedersdorf ähnlich, am Westgiebel mit Thurm (vorläufig nur bis zur Höhe des Kirchenschiffes geführt) und 2 Nebentreppen, mit nur einem Eingang, soll in einfachen Rundbogenformen als Ziegelrohbau mit Bieberschwanzkronen-

dach, Vorhalle und Altarraum gewölbt, das Schiff mit schräger Holzdecke, erbaut werden.

#### b. Kirchnerweiterungsbauten.

Bei der katholischen Kirche in Kendscherschin (XII) machte sich eine Erweiterung derselben um ca. 276 qm nothwendig, welche zum größeren Theil auf eine Verlängerung des Kirchenschiffes, dann aber auch auf eine entsprechende Vergrößerung des Altarraumes sich erstrecken sollte. Die Baustelle für diesen Erweiterungsbau bildete der frühere, um die Kirche gelegene Kirchhof, es mußte daher mit den Fundamenten bis auf die Sohle der alten vorgefundnen Gräber, welche einen festen Lehmboden aufwies, hinabgegangen werden.

Der Erweiterungsbau, welcher sich im Style der vorhandenen Backsteinkirche anschliessend, auf Feldsteinfundamenten, mit Rundbogenformen, Ziegelkronendach und mit Dachreiter erbaut wird, ist zu 34000  $\mathcal{M}$ . (à qm Baufläche zu ca. 123  $\mathcal{M}$ .) veranschlagt, von welcher Summe etwa 8 pCt. auf Hand- und Spanndienste entfallen. Mehrkosten werden voraussichtlich nicht entstehen.

#### c. Kirchenreparaturen von Belang.

Die Kirche auf dem Petersberge bei Halle wird an den Innen- und Außenwänden wieder hergestellt und mit neuer Schieferbedachung versehen. Anschlagskosten 18300  $\mathcal{M}$ .

#### d. Kirchenrestaurationsbauten.

Im J. 1880 sind drei Restaurationsbauten an Kirchen begonnen, welche sämmtlich im Jahre 1881 vollendet werden sollen. Es sind:

1) der Restaurationsbau der reformirten Kirche in Frankfurt a/O., mit welchem der Anbau einer neuen Sacristei und die Herstellung der Fronten in dem Charakter der älteren Formen, sowie des Innern im Fugenputz verbunden ist. Anschlagssumme 70316  $\mathcal{M}$ ;

2) der Restaurationsbau der Klosterkirche zu Lüne (XXII). Diese Kirche stammt aus dem 14. Jahrhundert und ist sehr einfach mit Spitzbogenformen im Rohbau als einschiffiger Langbau mit unregelmäßigem Fünfeck-Chorschluss und 5 Jochen à 9 m Spannung in Backsteinen errichtet. An die dem Haupteingange gegenüberliegende Südfront lehnt sich ein Kreuzgang, und von der Westfront beinahe bis zur Mitte der Kirche reichend ruht auf massiven mit Kreuzgewölben überspannten Pfeilern die für diese Klosterkirche charakteristische Empore des Klosters. Bei der Bauausführung werden im Innern die störenden Einbauten entfernt, die Decken, Wände, Fußböden, Fenster, sowie die Kanzel unter Verschiebung um ein Joch stylgerecht restaurirt, das Gestühl wird erneuert und die Orgel erhält ein neues Werk. Neben Reparaturen im Aeußeren wird die im Osten aus Fachwerk angebaute Sacristei abgebrochen und durch die, völlig renovirte, sogenannte Grabcapelle der Aebtissinnen, welche mit der Kirche durch einen kurzen überdeckten Gang verbunden ist, ersetzt. Anschlagskosten 29000  $\mathcal{M}$ .

3) Der Restaurationsbau der kath. Kirche in Marienstadt (XXX). Diese Kirche ist eine gothische Basilika mit Kreuzschiff aus dem 13. Jahrhundert. Es findet die Erneuerung der Gewölbe des Kreuzschiffes und eines Theiles derselben im Langschiff, sowie der Dacheindeckung von Chor und Kreuzschiff statt. Anschlagskosten 13950  $\mathcal{M}$ .

## II. Pfarrhäuser.

Von den hierhergehörigen 13 Bauten, welche im Jahre 1880 sich in der Ausführung befanden (ebensoviel als im Vorjahre), wurden die vier früher begonnenen Pfarrhäuser in Mehr (XXXII), Heiligenstadt (XVIII), Fürstenwerder (III) und Berkholz (VI) vollendet (s. Jahrg. 1880

S. 458), ebenso das Wirthschaftsgebäude der Pfarre in Meleschwitz (XIII), dessen Kosten 21433  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 53  $\mathcal{M}$ ) betragen.

Neu angefangen wurden 8 zu Pfarretablissemments gehörige Bauten, welche in den beiden folgenden Tabellen zusammengestellt sind.

## a. Pfarrhäuser.

Laufende Nummer	Ort u. Regierungs-Bezirk	Anschlagskosten $\mathcal{M}$	Gesamte Baufläche qm	Kosten pro qm $\mathcal{M}$	Raumvertheilung im Pfarrhause									Bemerkungen.
					Confirmandenzimmer	heizbare Zimmer	Küche	Kammern	heizbare Zimmer	Kammern	Wirthschafts-räume	Wasch-küche	Backraum	
1	Motzen (VI)	21600	234	92	1	6	1	1	1	—	1	1	1	
2	Baltrum (XXV)	13000	ca. 150	88	1	3	1	1	2	2	2	im Stall	—	
3	Schippenbeil (I)	31280	250	120	1	< Wohnraum >			2	—	< Wirthschafts-räume >		ungünstiger Bau- grund	
4	Gorrentschin (III)	17970	210	86	1	5	1	1	1	—	< do. >			
5	Rauen (VI)	13500	210	64	—	5	1	1	—	—	< do. >			
6	Freienwalde (VI)	18000	176	103	—	6	1	1	2	—	2	1	—	mit Erkerabau
7	Stolp (IX)	29000	277	105	—	6	1	1	1	2	3	—	—	

## b. Wirthschaftsgebäude zu Pfarretablissemments.

Laufende Nummer	Ort und Regierungs-Bezirk	Anschlagskosten $\mathcal{M}$	Gesamte Baufläche qm	Kosten pro qm $\mathcal{M}$	Raumvertheilung							Bemerkungen.	
					Ställe für				Holz- und Torfstall	Waschhaus	Futterkammer		Abort
					Pferde	Kühe od. Ziegen	Schweine	Federvieh					
1	Motzen (VI)	1776	47	38	—	1	1	1	—	—	—	1	—
2	Baltrum (XXV)	1200	ca. 30	40	—	1	—	1	1	—	—	1	—
8	Cattern (XIII <sup>b</sup> )	14400	288	50	1	1	1	—	—	—	1	—	—

Nr. 1. Das 18 × 13 m große Pfarrhaus in Motzen (VI) wird in einfachem Ziegelrohbau mit Ziegelkronendach erbaut, das zugehörige 9,5 × 5 m große Stallgebäude in ähnlicher Ausführung. Brunnen und Umwährung des Etablissemments sind auf 420 resp. 612  $\mathcal{M}$  veranschlagt, demnach Gesamtkosten 24408  $\mathcal{M}$ .

Nr. 2. Das nebst Stallgebäude wie Nr. 1, jedoch mit Pfannendach und in sehr beschränkten Abmessungen projectirte Pfarretablissemment auf der Insel Baltrum (XXV) für welches die Anschlagssumme im Ganzen 14500  $\mathcal{M}$  beträgt, wird voraussichtlich für 13000  $\mathcal{M}$  fertiggestellt werden sein.

Nr. 8. Das Wirthschaftsgebäude in Cattern (XIII<sup>b</sup>) ist im Rohbau mit Ziegeldach ausgeführt. Die Stallungen enthalten Raum für 5 Pferde, 12 Stück Rindvieh und 5 Schweine.

Diese 3 Bauausführungen sind Ende 1880 vollendet worden, während die übrigen erst im Herbst 1881 werden fertig gestellt werden; es sind dies:

Nr. 3. das mit Spitzbogenformen im Ziegelrohbau unter Verwendung von Formziegeln, 18,5 × 13,7 m groß, im Erdgeschoß 3,65 m hoch erbaute Pfarrhaus in Schippen-

beil (I), welches mit Rücksicht auf die Oertlichkeit städtisch ausgestattet ist und dessen ca. 5 m tiefe Fundamentirung den Bau außerdem noch vertheuert hat;

Nr. 4. das in einfachem Ziegelrohbau mit Pfannendach auf Schalung projectirte Pfarrhaus in Gorrentschin (III),

Nr. 5. das in einfachem Ziegelrohbau mit Spitzbogenformen entworfene Prediger-Wohnhaus in Rauen (VI),

Nr. 6. das im Ziegelrohbau mit Ziegelfalzdach 16,6 × 10,6 m groß mit einem thurmartigen Ausbau in städtischer Ausstattung projectirte zweigeschossige Diakonatswohnhaus in Freienwalde (VI) und

Nr. 7. das Pfarrhaus der unierten Gemeinde in Stolp (IX), welches 17,68 × 13,6 m groß, mit Risalit, Veranda-Vorbau und 2 Flügeln projectirt ist und in städtischer Ausstattung unter Verwendung von Verblend- und Formziegeln im Rohbau mit Schieferdach ausgeführt wird. —

Die Ausdehnung der Gebäude, namentlich für Wirthschaftszwecke, ist, wie die bezüglichen tabellarischen Zusammenstellungen ergeben, sehr verschieden, wogegen die Herstellungskosten der Wohngebäude sich pro qm Baufläche nur erhöhen, wo locale Rücksichten eine bessere Ausstattung bedingen.



### III. Elementarschulen.

Von den Elementarschulbauten, welche im Jahre 1880 zur Ausführung kamen (14 gegen 21 im Vorjahre), wurden die vor 1880 in Angriff genommenen in diesem Jahre sämmtlich beendet.

Unter den neu angefangenen Bauten befinden sich 5, welche in demselben Jahre vollendet worden sind, nämlich:

1) das in Fachwerk erbaute einklassige Schulhaus mit Lehrerwohnung und Stall nebst Abtritt zu Thalwenden (XVIII), Anschlagskosten 10210 *M.* (pro qm 70,4 *M.*),

2) das massiv mit Ziegeldach hergestellte, räumlich wie Nr. 1 eingetheilte Schulhaus und Nebengebäude zu Dergischow (VI), Anschlagskosten des Schulhauses 10601 *M.* (à qm 65 *M.*), des Stallgebäudes 3371 *M.* (à qm 35 *M.*), des Brunnens 480 *M.* und der Umwahrungen 275 *M.*,

3) das dem vorigen ähnliche zweiklassige Schulhaus zu Clausdorf (VI) mit 2 Lehrerwohnungen in 2 Stockwerken. Anschlagskosten für das Schulhaus 20383 *M.*, (95 *M.* à qm), für das Abortsgebäude mit 6 Sitzen 525 *M.* (also pro Sitz 87 *M.*), und für Umwahrungen 427 *M.*,

4) das massiv mit Pfannendach ausgeführte zweiklassige Schulhaus mit Wohnung für einen verheiratheten und einen ledigen Lehrer zu Petricken (I). Anschlagskosten 11414 *M.* (à qm 56 *M.*),

5) das wie Nr. 4 hergestellte dreiklassige Schulhaus zu Schoentainen (II), mit Wohnung für einen verheiratheten und einen ledigen Lehrer. Anschlagskosten 24400 *M.* (à qm 70 *M.*).

Von den übrigen 5 angefangenen Elementarschulbauten wurden 4 erst im Sommer und 1 im Herbst begonnen, so daß dieselben bei einer für dergl. Bauten anzunehmenden Minimalbauzeit von  $\frac{1}{2}$  Jahre nicht mehr im J. 1880 haben der Benutzung übergeben werden können. Es sind:

1) das in Gehrsafs\*) mit Rohrdach herzustellende und auf Pfahlrost fundirte einklassige Schulhaus zu Heidlauken (I), mit Wohnung und Stallgebäude. Anschlagskosten zus. 13000 *M.* (à qm i. m. 67 *M.*),

2) u. 3) die beiden massiv mit Ziegeldach projectirten einklassigen Schulhäuser nebst Lehrerwohnung in Boernicke (VI) und Schwanebeck (VI). Anschlagskosten bzw. 12937 *M.* (à qm 68 *M.*) und 16500 *M.* (à qm 99 *M.*). Bei dem ersteren ist die spätere Erweiterung des Gebäudes durch Aufsetzen von einem zweiten Stock berücksichtigt worden,

4) das den vorigen ähnliche zweiklassige Schulhaus zu Baitzen (XIII<sup>b</sup>) mit Wohnung für einen verheiratheten und einen ledigen Lehrer, nebst Nebengebäude, enthaltend: Scheune, gewölbten Kuh- und Schweinestall und Abort. Anschlagskosten zusammen 15300 *M.* (à qm beim Schulhaus 47 *M.*, beim Nebengebäude 42 *M.*) und

5) das wie 4) erbaute dreiklassige Schulhaus in Heuthen (XVIII) mit nur 1 Lehrerwohnung. Anschlagskosten 17500 *M.* (à qm 111 *M.*). Das zugehörige Wirtschaftsgebäude von Fachwerk enthält Tenne, Holz-, Kuh- und Schweinestall sowie die Abtritte. Anschlagskosten 4100 *M.* (à qm 47 *M.*).

\*) d. i. ein aus Halbhohlbalken auf der hohen Kante versehrt hergestellter Blockhausbau, wie er bei ländlichen Bauanlagen in einigen Baukreisen Ostpreussens üblich ist.

### IV. Mittelschulen.

Zu Apenrade (XIX) ist eine neunklassige Mädchenschule, wovon der Grundriß des ersten Stocks auf Blatt 61 enthalten, in einfachem Ziegelrohbau mit Schieferdach projectirt, im Keller größtentheils gewölbt, im Uebrigen mit Balkendecken und mit granitener Haupttreppe versehen. Die Heizung der Schulräume erfolgt durch Mantelöfen, die Ventilation durch gemauerte Schloten.

In dem 2,65 m i. L. hohen Kellergeschofs sind 2 Stuben, Küche und Keller, neben dem Haupteingang belegen, als Pedellwohnung eingerichtet, ferner 1 Brennmaterialienkeller und eine Waschküche nebst Rollkammer. Das 3,5 m i. L. hohe Erdgeschoß enthält 4 Klassenzimmer, 1 Lehrerzimmer, und die Bibliothek, ferner 4 Stuben, Küche und Speisekammer als Lehrerwohnung. Im gleich hohen ersten Stock befinden sich: Bodentreppe, 5 Klassenzimmer, 2 Stuben für eine Lehrerin und Wohnung für einen zweiten verheiratheten Lehrer von gleicher Größe wie diejenige im Erdgeschoß; das Dachgeschoß enthält noch 5 Stuben, 7 Kammern und 1 Trockenraum. Anschlagskosten 78000 *M.* (à qm 154 *M.*).

### V. Realschulen und Gymnasien

nebst den dazu gehörigen Wohnungen.

Von den im J. 1880 fortgesetzten Bauten dieser Kategorie wurden vollendet:

1) das Klassenhaus des Wilhelms-Gymnasiums in Königsberg (I) (s. S. 428 Jahrg. 1879) und das dazugehörige Directorwohnhaus, Anschlag 47000 *M.* (à qm 168 *M.*),

2) das Vordergebäude der K. Realschule in der Kochstraße zu Berlin (V), (s. S. 429 Jahrg. 1879),

3) der neue Anbau behufs Erweiterung des Gymnasiums zu Ratibor (XV) (s. S. 430 Jahrg. 1879), sowie das zum Etablissement gehörige Abortsgebäude, dessen Anschlagskosten 10000 *M.* betragen (à qm 109 *M.*),

4) das Domgymnasium in Merseburg (s. S. 429 Jahrg. 1879),

5) der Anbau an das Gymnasialgebäude zu Glückstadt (s. S. 462 Jahrg. 1880) und ein dazu gehöriges Nebengebäude, dessen Anschlagskosten 1150 *M.* (à qm 41 *M.*) betragen,

6) die Directorwohnung zum neuen Gymnasium in Arnberg (s. S. 430 Jahrg. 1879),

7) der Erweiterungsbau des Gymnasiums zu Burgsteinfurt (XXVI), (s. S. 462 Jahrg. 1880),

8) der Erweiterungsbau des Gelehrten-Gymnasiums in Wiesbaden (s. S. 462 Jahrg. 1880),

9) der Anbau an das Real-Gymnasium daselbst (siehe wie vor),

10) die Bauanlage des Joachimsthal'schen Gymnasiums zu Deutsch-Wilmersdorf bei Berlin (V). Zur Zeit ist die Bauabrechnung noch nicht beendet, und wird über das Resultat derselben eine nähere Mittheilung vorbehalten,

11) das Gymnasialgebäude in Graudenz (IV), welches im Grundriß dem Gymnasium in Lissa (s. Jahrg. 1880 S. 460) im wesentlichen entspricht.

Unvollendet blieben:

1) das Gymnasium in Danzig, welches nach dem vorjährigen Berichte bis zur Fußbodenhöhe des Erdgeschosses aufgeführt war; dasselbe wurde im Rohbau fertig und auch mit den Heizanlagen versehen. Die Vollendung ist im Som-

mer 1881 bestimmt in Aussicht gestellt. Anschlagskosten 270000  $\mathcal{M}$  (à qm 335  $\mathcal{M}$ ), in welchen die Kosten der künstlichen Gründung mit eingeschlossen sind,

2) das Klassengebäude für das Friedrichs-Gymnasium in Frankfurt a/O. (s. S. 460 Jahrg. 1880), welches im Rohbau vollendet wurde,

3) das Gymnasialgebäude zu Lissa (s. S. 460 Jahrg. 1880). Dasselbe ist bis zu dem inneren Ausbau vorgeschritten, und werden die Nebenbaulichkeiten im J. 1881 ausgeführt werden,

4) der Bau des Gymnasialgebäudes in Krotoschin (XI) (s. S. 429 Jahrg. 1879), welcher soweit gefördert ist, daß seine Uebergabe im Frühjahr 1881 vorgesehen werden konnte. Das zugehörige Abortgebäude, Anschlagskosten 4000  $\mathcal{M}$  (à qm 87  $\mathcal{M}$ ), 9 Abortzellen und Pissoir enthaltend, ist im Ziegelrohbau mit Schieferdach und mit Einrichtungen nach dem Tonnensystem erbaut. Die in der Ausführung befindlichen Umwahrungen etc. sind auf 17880  $\mathcal{M}$  veranschlagt,

5) sämtliche Gebäude des Domgymnasiums in Magdeburg (s. S. 460 Jahrg. 1880), welche im Rohbau, das Hauptgebäude und Directorwohnhaus theilweise auch im inneren Ausbau vollendet wurden. Die Uebergabe des Gymnasiums konnte deshalb auf den 1. October 1881 bestimmt werden,

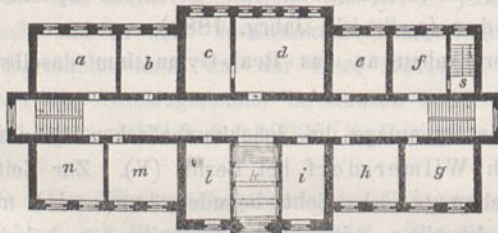
6) das Gymnasium zu Salzwedel (XVI), (s. S. 462 Jahrg. 1880). Dasselbe wurde im Rohbau nahezu vollendet, und steht die Beendigung im Frühjahr 1882 zu erwarten,

7) das Klassengebäude des Gymnasiums in Altona (XIX), (s. S. 461 Jahrg. 1880), welches bis auf geringere Theile des inneren Ausbaues sowie bis auf die Regulierung der Umgebung und der Einfriedigung vollendet wurde,

8) das Kaiser Wilhelms-Gymnasium in Hannover, (s. S. 429/30 Jahrg. 1879). Dasselbe ist nahezu vollendet und sollte im März 1881 in Benutzung genommen werden. Das 1880 begonnene Abortgebäude, im Backsteinrohbau mit Schieferdach entworfen, wird 19 Pissoirstände und 18 Abortsitze enthalten und ist nach dem Heidelberger Tonnen-Abfuhrsystem eingerichtet. Die Anschlagskosten desselben betragen 13000  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 134  $\mathcal{M}$ ).

Neu begonnen wurden:

1) das Gymnasium in Elbing (III). Es wird nach beistehender Skizze für 528 Schüler mit 14 Klassen auf einem nach allen Seiten freien Bauplatze erbaut und hat

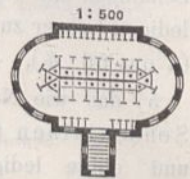


den Nebenzweck, Unterkunft für die vereinigte Stadt- und Gymnasialbibliothek zu gewähren. Dies ist in der Weise erreicht, daß die Räume *b—d* im Erdgeschoß mit dem Raume *d* im Kellergeschoß, welcher von diesem aus nicht zugänglich ist, vereinigt und durch eine innere Zwischentreppe verbunden sind; für ihre Ventilation ist mit besonderer Sorgfalt Vorsorge getroffen. Im Uebrigen enthält das Kellergeschoß in den Räumen *g, h* und *i* eine Castellans-

wohnung, das Erdgeschoß neben dem Haupteingang *k* die Handbibliothek in *l* und Sammlungen des Gymnasiums in *i*, außerdem 6 Klassen. Im I. Stock sind *a, n, m* Klassenräume, *b* und *c* Physik-, *d* Conferenzzimmer, die übrigen 8 Räume bilden die Directorwohnung. Der II. Stock enthält im mittleren Risalitbau die Aula, über *n, m* den Zeichen- und über *e, f* den Gesangsaal, letzterer wird zugleich als Secundaklasse benutzt; ferner befinden sich über *a, b, g* und *h* 4 Klassen. Die nur zur Directorwohnung gehörige Treppe *s* endigt im I. Stock. Der ungleichmäßige Baugrund machte die Anordnung eines durchgehenden Betonbanketts erforderlich. Das Gebäude, im Kellergeschoß, dem Haupteingang und den Corridoren gewölbt, wird als Backsteinrohbau mit farbigen Schichten, unter Verwendung von Formziegeln, die Bedachung aus Cementplatten hergestellt.

Für die Klassenräume ist Warmwasser-, für die Bibliothek-, Sammlungs- und Conferenzzimmer Heißwasserheizung und für die Aula, sowie für Zwecke der Ventilation Luftheizung, für die Wohnungen Beheizung durch Kachelöfen angenommen. Die 2 Haupttreppen werden in Granit hergestellt. Der Bau soll im Herbst 1881 beendet werden. Anschlagskosten 280000  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 323  $\mathcal{M}$ ).

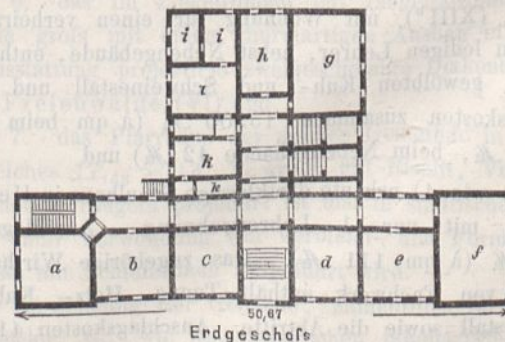
Das nach beistehender Skizze im Ziegelrohbau mit Pappdach projectirte Abortgebäude wird nach dem Heidelberger Tonnen-Abfuhrsystem ausgeführt. Anschlagskosten 9637  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 100  $\mathcal{M}$ ).



Der zum Etablissement gehörige Brunnen und die Umwahrungen, auf 980  $\mathcal{M}$  bzw. 22550  $\mathcal{M}$  veranschlagt, sind noch nicht in Angriff genommen.

2) das Directorwohnhaus für das Friedrichs-Gymnasium in Frankfurt a/O. (s. Grundriß auf Bl. 61). Es enthält im Erdgeschoß: *a* Vor-, *b* Arbeits-, *c* Speisezimmer, *d* Küche, *f, g* Speise- und Mädchenkammer und die Closetanbauten, im I. Stock: *a—c* Wohnzimmer und über *d, e, f* und *g* Schlafzimmer. Im Keller sind Wirthschaftsräume, im Dachboden eine Giebelstube angelegt. Das Gebäude ist in gleicher Technik, wie das im Jahrg. 1880 S. 460 beschriebene Klassengebäude, mit Schieferdach, Holztreppe und Ofenheizung projectirt, enthält außer dem Keller zwei Stockwerke und ist zu 43000  $\mathcal{M}$  (193,8  $\mathcal{M}$  à qm) veranschlagt. Der Rohbau ist nahezu vollendet, die Fertigstellung des Gebäudes bis zum Jahre 1882 bestimmt zu erwarten.

3) das Gymnasium in Pleß (XV), für 405 — 450 Schüler bestimmt und von beistehender Grundrißform; es besteht



aus einem dreigeschossigen Langbau und an die Mitte der Hinterfront angesetzttem Quergebäude von zwei Geschossen; vorhanden sind 9 Klassen, einschließlich zweier Reserveklassen. Das nur 0,5 m tief in das Terrain einschneidende,

2,5 m hohe Kellergeschofs enthält die Luftheizungsanlage, sowie Wirthschaftsräume für den Director und den Pedell. In dem 4,1 m i. L. hohen Erdgeschofs bezeichnen *a—g* Klassen, *h* Lehrerzimmer, *i* und *k* die Pedellwohnung, letztere mit besonderem Eingang; im I. Stock befindet sich über den Räumen *g*, *h* und *i* die 19 × 10 m große Aula, über *c—d* der 19 × 6 m große Zeichensaal, über *e* die Physikklasse nebst Cabinet, über *a* die Bibliothek, endlich über *b* und *f* je eine Klasse. Der II. Stock des Langbaues enthält die Directorwohnung (2 drei- und 5 zweifenstrige Wohnräume, Küche, Speise- und Mägdekammer).

Das Gebäude ist in der 2 m hohen Plinthe mit Granit und Sandstein verblendet, darüber ein Backsteinbau mit schlichten Renaissanceformen unter Verwendung von zweifarbigen Verblend- und Formsteinen, mit Schiefer eingedeckt und im Keller sowie den Corridoren des Erdgeschosses und I. Stocks überwölbt. Mit Ausnahme der durch Kachelöfen erwärmten Wohnräume erhält das Gebäude Luftheizung, und wird die Ventilation durch Aspirationschlote befördert.

Der Bau ist unter Dach gebracht und wird im J. 1881 vollendet werden. Anschlagskosten excl. derjenigen der inneren Einrichtung 194000  $\mathcal{M}$ . (bei 969 qm Baufläche à qm 200  $\mathcal{M}$ ). Werden diese auf rot. 430 Schüler vertheilt, so betragen sie pro Schüler (mit Einschluß der Directorwohnung)  $\frac{194000}{430} = 451 \mathcal{M}$ .

4) das Gymnasium zu Moabit bei Berlin. Von diesem ist bis jetzt nur das Klassengebäude in der Ausführung begriffen. Dasselbe enthält ein i. L. 2,25 m hohes Kellergeschofs, ein Erdgeschofs, 4,2 m hoch, und zwei Stockwerke von derselben Höhe. Die Aula 19,72 × 13,54 m groß, ist 7,8 m i. L. hoch. In dem auf Bl. 61 skizzirten Grundriß bezeichnen im Kellergeschofs *a* Utensilienraum, *b*, *e*, *f* und *h* Heizanlagen, *n*, *m*, Waschküche (die übrigen Räume sind für Brennmaterial bestimmt), im Erdgeschofs *i* bis *n* Schuldienervohnung und *a* bis *h* 8 Klassen, im I. Stock *a*, *b*, *c*, *d*, *f* und *g* 6 Klassen, *e* Lehrer-, *s* Schülerbibliothek, *h*, *i* Physikklasse und Cabinet, *k* Director-, *l*, *n* und *m* Lehrerzimmer; im II. Stock liegen über *a*, *b*, *c*, *d*, *g* und *h* Klassen, *i*, *k*, *l*, *m*, *n* bilden den Zeichensaal und *e—f* und *r*, *r*, *r* die Aula.

Das Gebäude hat einen 0,4 m hohen Granitsockel, ein Sandsteinplinthenesims und ist sonst in einem an Renaissanceformen sich anschließenden Backsteinbau ohne Thonkasteinsteine, jedoch unter Verwendung von zweifarbigen Verblend- und Formsteinen sowie von Terracotten ausgeführt. Das Dach ist in Wellenzink auf Schaalung hergestellt. Der gute Baugrund fand sich in rot. 2,8 m Tiefe. Sämmtliche Kellerräume, Corridore und beide Treppenhäuser sind überwölbt. Die Decken über der Aula werden durch Eisenconstructions gebildet, ebenso die Treppen. Für die einfachen Fenster der Aula kommt die Eisentechnik von Kirchenfenstern in Anwendung. In der Pedellwohnung ist Ofen-, sonst überall Luftheizung. Die Ventilation geschieht mittelst Aspiration durch vier über Dach geführte Schlote.

Das Gebäude ist im Rohbau, theilweise auch in den Wölbungen fertiggestellt und soll bis auf die Ausstattung im J. 1881 vollendet werden. Anschlagskosten 346000  $\mathcal{M}$ . (à qm 316  $\mathcal{M}$ ). Zur allgemeinen, auf 1 Schüler bezogenen Vergleichung des Raumbedarfs und der Kosten folgen noch

einige Zahlenangaben über den vorstehenden Neubau. Die Baufläche des Klassengebäudes beträgt 1095 qm; hiervon sind reine Nutzfläche (mit Ausschluss der Grundfläche für Mauern, Corridore und Treppen): im Erdgeschofs 533 qm, im I. Stock 600 qm und im II. Stock 707 qm, zusammen 1840 qm. Demnach entfallen bei 820 Schülern auf jeden derselben  $\frac{1840}{820} = 2,2$  qm Nutzfläche,  $\frac{1095}{820} = 1,3$  qm der Gesamtbaufäche und  $\frac{3 \cdot 1095 - 1840}{820} = 1,8$  qm Fläche für Mauern, Corridore und Treppen. Das Verhältniß zwischen Nutz- und Baufläche ist  $\frac{1840}{3} : 1095 = 0,55 : 1,0$ .

Endlich stellen sich die Baukosten für einen Schüler auf  $\frac{346000}{820} = 422 \mathcal{M}$ .

Von Reparatur- und Erweiterungsbauten sind 5 in der Ausführung begriffen gewesen:

1) der Neubau einer Aula nebst Verbindungsgang zum Gymnasium zu Dt. Crone (XI); dieser wird, entsprechend dem aus alter Zeit stammenden Gymnasialgebäude, als Putzbau mit Renaissanceformen, auf Feldsteinfundamenten mit Ziegelkronendach hergestellt, ist bereits unter Dach gebracht und wird im J. 1881 vollendet werden. Anschlagskosten 18230  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 100  $\mathcal{M}$ ).

2) der Umbau eines durch Kauf erworbenen Privathauses in Lissa (VI) zur Wohnung für den Gymnasial-Director. Anschlagskosten 9900  $\mathcal{M}$ .

3) Im Anschluß an den vollendeten Erweiterungsbau des Gymnasiums in Ratibor (XV) ist nunmehr auch der geplante Umbau des alten Klassengebäudes in Angriff genommen. Anschlagskosten 40000  $\mathcal{M}$ . Außerdem beträgt von den im Jahrg. 1879 S. 430 noch nicht erwähnten fernere Nebenbaulichkeiten der Kostenanschlag für das Abortgebäude 10000  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 109  $\mathcal{M}$ ), und der für die noch unbeeendeten Terrainregulirungen und Einfriedigungen 21000  $\mathcal{M}$ .

4) der in 1880 begonnene Ausbau der Klassen, Flure und Treppen, der Aula und Bibliothek, sowie die Verbesserung der Heizungs- und Ventilationsanlagen des Gymnasiums in Paderborn (XXVII). Derselbe ist bis auf unwesentliche Theile vollendet. Anschlagskosten für den Ausbau der Aula und Bibliothek 8000  $\mathcal{M}$ , der Klassen, Flure, Treppen etc. 12800  $\mathcal{M}$ .

5) Zur Ergänzung des vorhandenen Gymnasialgebäudes in Wesel (XXXII), welches die Aula, Bibliothek, Directorwohnung und einige Räume für Klassen umfaßt, ist der Bau eines neuen Klassenhauses daselbst in Angriff genommen. Das mit gewölbtem Kellergeschofs versehene Gebäude enthält 3 Geschosse von je 4,5 m lichter Höhe und wird von hellrothen Verblendziegeln in den an die Bauweise des Mittelalters sich anschließenden Formen und mit an den Giebeln abgewalmtem Schieferdach ausgeführt. Zu den Fenster- und Thüreffassungen werden Formziegel, zur Plinthe und den Gesimsen sowie Sohlbänken wird Hausteine verwendet. Im Kellergeschofs ist außer Vorrathsräumen die Luftheizungsanlage eingerichtet. Das Erdgeschofs enthält 3 Räume zu einer Pedellwohnung, 2 Klassen- und 1 Lehrerzimmer, der I. Stock 5 Klassen und der II. Stock 3 Klassen sowie 1 Zeichensaal. In den Stockwerken sind nur die Corri-

dore überwölbt. Mit Ausnahme von 3, ihrer Lage wegen mit Ofenheizung versehenen Klassen werden sämtliche Schulräume durch eine Central-Luftheizung erwärmt.

Der Rohbau ist bereits vollendet, und steht die Uebergabe des Klassenhauses im J. 1881 bestimmt in Aussicht.

#### VI. Seminarbauten, Pädagogien.

In Ausführung begriffen waren im J. 1880 14 Bauten (gegen 19 im Vorjahre), darunter 13 früher begonnene. Von diesen wurden 9 im Laufe des Jahres vollendet, und war es bei dem Seminar zu Usingen (s. Jahrg. 1879 S. 431) möglich, an den Ausführungskosten 22600  $\mathcal{M}$  zu ersparen.

#### Fortgesetzte Neubauten.

1) Das Hauptgebäude des Schullehrerseminars in Erfurt (s. S. 463 Jahrg. 1880) wird, da es bis auf einen Theil des inneren Ausbaues fertig gestellt ist, bestimmt im J. 1881 übergeben werden.

2) Das Seminar in Hannover (s. S. 463 Jahrg. 1880) ist ebenfalls bereits soweit vorgeschritten, daß seine Vollendung im J. 1881 gesichert ist.

3) Die Uebergabe des Seminars in Soest mit sämtlichen Nebenanlagen (s. S. 431 Jahrg. 1879) wird am 1. April 1881 erfolgen. Die s. Z. zu 393361  $\mathcal{M}$  angegebenen Gesamtkosten werden, soweit es die in Aufstellung begriffene Schlußabrechnung übersehen läßt, sich auf 350000  $\mathcal{M}$  ermäßigen. Von den Nebenbaulichkeiten betragen die Anschlagskosten des Abortes für Lehrer 2110  $\mathcal{M}$  (à qm 64  $\mathcal{M}$ ), desgleichen für Knaben und Mädchen 2570 resp. 2050  $\mathcal{M}$  (à qm 80  $\mathcal{M}$ ), endlich der Einfriedigungen 32800  $\mathcal{M}$ .

#### Reparatur-, Um- und Erweiterungsbauten.

1) Im Anschluß an den im Jahrg. 1879, S. 429 Nr. 7 erwähnten Neubau eines Klassenhauses für die K. Louisenschule in Posen ist eine Umgestaltung des damit verbundenen Lehrerinnen-Seminars vorgenommen. Hierbei ist das alte Vordergebäude zum Seminar sowie zu Director- etc. Wohnungen eingerichtet, Anschlagskosten 17500  $\mathcal{M}$ . Das Inventar beider Anstalten ist für 12500  $\mathcal{M}$  beschafft und die Bewahrung für 10048  $\mathcal{M}$  hergestellt; außerdem wurde ein Nebengebäude umgebaut, in welchem die zugehörige Treppenanlage erst im J. 1881 vollendet werden wird. Anschlagskosten 9649  $\mathcal{M}$ .

2) Im Lehrerinnenseminar zu Kempen (XXXII) ist eine durchgreifende Reparatur vorgenommen, welche im Frühjahr 1881 vollendet werden wird. Anschlag 19950  $\mathcal{M}$ .

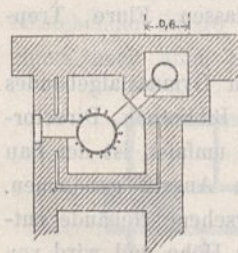
#### VII. Turnhallen.

Von den im Jahre 1880 in Ausführung begriffen gewesenen 14 Turnhallenbauten waren 10 für Gymnasien und 4 für Seminare bestimmt; von den fortgesetzten Bauten wurden 7 vollendet.

Neu begonnen und vollendet ist in 1880 die Turnhalle des Gymnasiums in Königsberg (I), welche im Rohbau, mit Holzcementdach, innen sichtbaren Dachconstructions und hoher Seitenbeleuchtung für 27600  $\mathcal{M}$  (à qm 118  $\mathcal{M}$ ) ausgeführt ist.

Von den übrigen in Angriff genommenen 6 Turnhallen sind über 5, welche sämtlich in Zieglohnbau, mit Schieferbedachung und einseitiger Beleuchtung erbaut werden, die Angaben der Kosten, Abmessungen etc. in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Laufende Nr.	Ort und Regierungsbezirk	Anschlagskosten $\mathcal{M}$	Gesamte Baufläche qm	Kosten pro qm	Lichte Größe der Halle		Höhe m	An Nebenräumen sind vorhanden			Bemerkungen.
					lang m	breit m		Windfang	Gerätheraum	Lehrerzimmer	
1	Elbing (III)	21700	310	70	22	11	5,7	1	1	1	excl. Geräte.
2	Krotoschin (XI)	16120	215	80	15,7	9,5	5,7	1	—	—	Geräte 2830 $\mathcal{M}$
3	Rogasen (XI)	17170	272	63	20	11	5,7	1	1	1	
4	Hamm (XXVIII)	20400	312	65	20	10	5,3	1	1	1	
5	Wesel (XXXII)	22500	280	80	20	10	5,8	1	1	1	



Bemerkenswerth erscheint noch die bei den Turnhallen Nr. 2 und 3 angewendete Ventilationsart. Dieselbe besteht darin, daß für den Sommer mit den an der gegenüber liegenden Langfront angeordneten Fenstern correspondirend behufs natürlichen Luftwechsels verschließbare Jalousieklappen unter der Decke angelegt sind, wogegen für den Winter nach nebenstehender Skizze mit der durch Strahlenöfen erfolgenden Beheizung der Turnhalle eine Entlüftung derselben in der Weise erzielt wird, daß um das eiserne Rauchrohr sich ein 60 cm im Quadrat weiter, gemauerter Schlot erhebt, welcher die schlechte Luft 20 cm über dem Fußboden absaugt. Dies bewirkt neben der Wärme des Rauchrohrs ein auf den Schlot aufgesetzter Deflector. Mit der Luftabsaugung steht auch der Hohlraum unter dem Fußboden der Halle in Verbindung.

Die sechste der bezeichneten Turnhallen ist für das Seminar in Weifsenfels (XVII) bestimmt und nimmt nebst einer zugehörigen Garderobe das Erdgeschoss eines Gebäudes ein, dessen Obergeschoss für den Musiksaal in Aussicht genommen ist. Das mit Sandstein verblendete Gebäude erhält Balkendecken, welche auf Eisenträgern über der Turnhalle ruhen. Anschlagskosten 71776  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 250  $\mathcal{M}$ ).

#### VIII. Universitätsbauten.

Von den aus früheren Jahren fortgesetzten Universitätsbauten wurden im J. 1880 beendet:

1) die 5 Hauptgebäude der chirurgischen Klinik in Königsberg, nämlich: das Verwaltungsgebäude und die beiden Krankenpavillons (s. S. 434 Jahrg. 1879), sowie die zwei Isolirbaracken, Anschlagskosten der letzteren 148000  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 329  $\mathcal{M}$ ), und die Umwärmungsmauern an der Nord- und Südwestseite des Grundstücks, Anschlagskosten 12000  $\mathcal{M}$ . Von den im Ganzen auf

41530  $\mathcal{M}$  veranschlagten Nebenbauwerken sind der Entwässerungscanal, die Drahtgitterzäune, Latrine, Asch- und Müllgrube fertiggestellt.

2) die klinischen Universitäts-Institute in Berlin, Ziegelstraße 5/9 (s. S. 434 und Blatt 61 Jahrg. 1879) in den 1878 begonnenen Baulichkeiten der I. Bauperiode, welche einen Theil des Hauptgebäudes an der Straße nebst westlichem Anbau, das westliche Seitengebäude, den Mittelpavillon, die beiden Seitenpavillons, das Kesselhaus und die Nebenbauwerke umfassen.

3) das anatomische Institut für die Universität Kiel (XIX), (s. S. 436/37 und Bl. 61 Jahrg. 1879).

4) das zoologische Institut daselbst (S. 437 u. Bl. 61 Jahrg. 1879).

5) die medicinische Klinik für die Universität in Bonn (XXXIII) (S. 489 Jahrg. 1878).

6) von den Nebenbaulichkeiten zu den klinischen Anstalten daselbst: das Pfortnerhaus und die Umfriedigungen, (Jahrg. 1879 S. 438) und

7) das 1877 begonnene Auditoriengebäude der Akademie in Münster, Anschlagskosten 141000  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 277  $\mathcal{M}$ ).

Unvollendet blieben folgende Universitätsbauten:

1) Von den vorstehend ad 1 aufgeführten Nebenbauwerken werden die noch fehlenden im J. 1881 zu Ende geführt, nämlich die Brunnenanlage, die Leichenhalle und die Planierungsarbeiten.

2) die Arbeiten der II. Bauperiode bei den klinischen Universitäts-Instituten zu Berlin Ziegelstr. 5/9 (vorstehend ad 2), welche in Angriff genommen wurden.

3) die noch fehlenden maschinellen Anlagen nebst Kesselhaus zum Oekonomiegebäude der vorstehend ad 6 aufgeführten Nebenbaulichkeiten der Universität zu Bonn, welche im J. 1881 vollendet werden;

4) das chemische Laboratorium der K. Akademie in Münster, dessen Vollendung im I. Quartal 1881 erfolgt, Anschlagskosten 141000  $\mathcal{M}$  (à qm 278  $\mathcal{M}$ ), und

5) das Gebäude des chemischen Laboratoriums für die Universität in Marburg (XXIX) (S. 465 des Jahrg. 1879). Dasselbe ist unter Dach gebracht und die Einwölbung des Kellers beendet. Es ist der Oertlichkeit entsprechend in einfachen gothischen Formen mit ausgebildeten Giebeln im Ziegelrohbau, mit Gesimsen, Fenstereinfassungen und Giebelabdeckungen aus Marburger rothem Sandstein projectirt. Die Unterrichtsräume werden durch Luftheizung erwärmt. Die Ventilation der Abdampfnischen erfolgt nach unten und zwar durch Absaugung; hierbei ist jedoch eine aushilfsweise Abführung nach oben unter Zuhilfenahme von Gas mitvorgesehen. Die Canäle sind, abweichend von gewöhnlichen Schornsteinröhren, Mauerschlitze nebenstehender Form, welche geputzt, asphaltirt, nach vorn durch Schieferplatten mit Asphaltichtung geschlossen und dann, wie die vollen Wandflächen und mit diesen bündig, überputzt werden. Die innere Einrichtung des Gebäudes ist auf 20000  $\mathcal{M}$  veranschlagt. Das 4 m i. L. hohe Erdgeschoss (s. die Zeichnungen auf Bl. 61) zeigt in *a* Wohnräume des Directors, *b* ist Zimmer für feinere Apparate, *c* Privatlaboratorium des Directors, *d* Arbeitssaal für Fortgeschrittene, *e* Raum für grössere Operationen, *f* Verbrennungs-



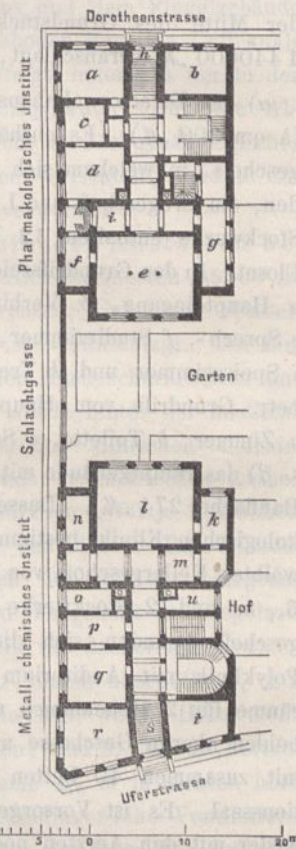
*g* Waage-, *h* Schwefelwasserstoffzimmer, *i* Arbeitssaal für Anfänger, *k* Reagenzienraum, *l* Entree und *m* Terrasse. In dem 4,2 m hohen I. Stock sind in *a* Wohnräume des Directors, *b* ist Sammlungsraum, *d* das Vorbereitungszimmer, *e* das kleine Auditorium, *f*, *g* Wohnung für zwei Assistenten, *h* Bibliothek, *i* Garderobe und *c* das 6,4 m hohe große Auditorium. Im Keller bezeichnet *a* im Erdgeschosses Keller des Directors, *b* Raum für gerichtliche Analyse, *c*, *d* Vorraths- und Maschinenraum, *e* Feuer-Laboratorium, neben *f* und *h* in *d* und *i* Heizkammern, *g* Spectralzimmer, *h* Gaszimmer, *i* nach hinten Reservelaboratorium, nach vorn Verkaufszimmer und Keller des Assistenten, endlich *k* den Abort.

Neu begonnen sind im J. 1880 folgende Universitätsbauten:

1) das pharmakologische Institut der Universität Berlin, Anschlagskosten 491600  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 970  $\mathcal{M}$ ), auf der neben dem 1877 in Benutzung genommenen physiologischen Institut in der Dorotheenstraße, an der Ecke der Schlachtgasse belegenen Baustelle. Nach dem hier beistehenden Grundriß vom Erdgeschoss soll das Gebäude enthalten: *a* Amtszimmer des Institutsdirigenten, *b* Privatlaboratorium desselben, *c* Wärterzimmer, *d* Bibliothek, *e* und *f* Sammlungen, endlich *g* Vivisectorium. Im I. Stock befinden sich über *a*, *b* und *h* ein zweites Privatlaboratorium des Dirigenten, ein Waagezimmer und ein Arbeitssaal für chemische Arbeiten, über *c*—*g* ein Sammlungsraum, ein Zimmer für gasanalytische Arbeiten, eine Mikroskopir-Galerie und ein Verbrennungszimmer. Im II. Stock ist die Wohnung des Assistenten, ein für 60 Zuhörer bestimmter Receptirsaal, das 7,2 m hohe Auditorium für 100 Zuhörer nebst Vorbereitungszimmer, und ein Raum für physiologisch-physikalische Arbeiten nebst Toilette. Das Kellergeschoss enthält die Hausdienerwohnung, Räume für gröbere chemische Arbeiten, Hundeställe und die Heizanlage.

2) das metall-chemische Institut der Universität Berlin, Anschlagskosten 462000  $\mathcal{M}$  (à qm Baufläche 883  $\mathcal{M}$ ), welches neben dem vorgenannten Institut nach vorstehender Grundrißdisposition an der Schlachtgasse aufgeführt wird. Im Erdgeschoss soll ein technologisches, im I. und II. Stock ein metall-chemisches Institut untergebracht werden; die Raumvertheilung ist indessen noch nicht definitiv festgesetzt.

Wie beide Institutsgebäude sich in der Architektur lediglich der des bereits vorhandenen physiologischen Institutes anschließen, so sollen sie auch mit diesem gleiche Stockhöhen erhalten, nämlich im Erdgeschoss 4,5 m, im I. Stock 4,93 m und im II. Stock 4,3 m; das Auditorium daselbst ist 7,2 m hoch. Die jetzt beendete Fundirung erfolgte auf einem durchschnittlich 9 m tiefen Pfahlroste und



einer 2 m starken Betonschicht. Die Vollendung beider Gebäude wird voraussichtlich im Jahre 1882 erfolgen.

3) die geburtshilfliche gynäkologische Klinik der Universität Berlin. Der Bau wird auf einem zwischen der Artillerie-, der Ziegelstraße und der Spree belegenen, 82,75 ar großen Grundstück nach der auf Bl. 61 gegebenen Grundrissdisposition aufgeführt. Die gesammte Klinik besteht hiernach aus einem rot. 58 m langen, 15 m tiefen Hauptgebäude in der Artilleriestraße, einem 21 m langen, 15,5 m tiefen Wohngebäude für den Director der Anstalt, an der Artilleriestraßen- und Spreefront-Ecke, einem 94 m langen, 11 m tiefen Flügelgebäude in der Ziegelstraße und drei Pavillons von je 300 qm Grundfläche in der Mitte des Grundstücks. Die Gesamtkosten sind auf 1 440 000 *M.* veranschlagt, und sind daran betheilt:

α) das Directorwohnhaus mit 104 000 *M.* Anschlagskosten (à qm 300 *M.*). Es enthält über einem 3 m hohen Keller- geschofs, in welchem sich Küche, Dienerzimmer etc. befinden, ein Erdgeschofs und I. Stock von je 4,45 m Höhe. Beide Stockwerke enthalten 12 Wohn- und 1 Badezimmer nebst Closet. In den Grundrisszeichnungen bedeuten im Erdgeschofs: *a* Haupteingang, *b* Verbindungsgang, *c* Flur, *d* Warte-, *e* Sprech-, *f* Studirzimmer, *g* Cabinet, *h* Salon mit Balkon, *i* Speisezimmer und *k* Treppe, im I. Stockwerk (siehe den betr. Grundriss vom Hauptgebäude rechts auf Bl. 61) sind *a* Zimmer, *b* Toilette, *c* Schlafzimmer und *d* Bad.

β) das Hauptgebäude mit 254 300 *M.* Anschlagskosten (à qm Baufläche 274 *M.*). Dasselbe ist für die Zwecke der gynäkologischen Klinik bestimmt und enthält ein theilweise gewölbtes Kellergeschofs von 3,5 m Höhe, ein Erdgeschofs von 5,1 m und 2 Stockwerke von je 4,8 m Höhe. Im Erdgeschofs befinden sich die Räume für die gynäkologische Polyklinik mit Auditorium, sowie die Büreaus und Wohnräume für 2 Hebeammen und für den Anstaltsinspector. Die beiden oberen Geschosse umfassen die gynäkologische Klinik mit zusammen 40 Betten und Zubehör, sowie den Operationssaal. Es ist Vorsorge getroffen, daß die Studirenden weder mit den Aerzten noch den klinischen Krankenzimmern collidiren; sie gelangen durch die Haupttreppe zum II. Stock und betreten sodann den neben dem Personenaufzug (über Raum 9 des Erdgeschosses) belegenen Operationssaal mittelst einer besonderen Treppe von oben her. — In dem Grundriss des Erdgeschosses bezeichnen hier die Zahlen: 1 Haupteingang und Treppe, 2 Annahmebüreau, 3 und 4 Zimmer für Hebeammen, 5 Flur, 6 Closet, 7 Inspectorwohnung, 8 Bibliothek-, 9 Mikroskopir- und 10 Untersuchungszimmer, 11 Zimmer des Arztes, 12 Auditorium, 13 Vorraum, 14 Wärterräume, 15 Personenaufzug und 16 Treppe; in dem Grundriss des I. Stocks: 1 Saal für 6 Betten, 2 Saal für 8 Betten, 3 Zimmer für 3 Betten, 4 Einzelzimmer, 5 Raum für die Wärterin, 6 Closet, 7 Bad, 8 Theeküche und 9 Personenaufzug. Der II. Stock enthält über dem Raum 1 des I. Stocks den Operationssaal, daneben in Raum 9 den Personenaufzug und in 5 die Treppe für den Zugang der Studirenden zum Operationssaal, in 5 Räumen daneben die Wohnung des Assistenzarztes und einen Raum für Instrumente, im Mittelraum 3 das Konferenzzimmer, daneben in 6—8 Closet, Bad und Theeküche, über 10 ein Thurzimmer, über 2 einen Saal für 8 Betten,

daneben in 5 Wärterin- und über den vier mit 4 bezeichneten Räumen bis zur Treppe Einzelzimmer für Kranke.

γ) das Flügelgebäude mit 173 000 *M.* Anschlagskosten (à qm in dem zweistöckigen Theile 270 *M.*, sonst 111 *M.*). Es zerfällt seiner Bestimmung wie Gestalt nach in 3 Theile:

a) der Eckbau, dessen Begrenzung im Grundriss des I. Stockwerks ersichtlich ist; derselbe wird wie das correspondirende Directorgebäude als Wohnhaus durchgebildet und enthält im Erdgeschofs 3 Wohnungen für Assistenzärzte und im I. Stock 8 Krankenzimmer der sogen. I. Klasse für zahlende Kranke. Beide Geschosse stehen mit dem Hauptgebäude, das Kellergeschofs, worin Rollkammer, Plättstube und Wäscheräume befindlich, mit dem Wirtschaftshofe in Verbindung. Im Grundriss des Erdgeschosses sind die Räume in folgender Weise vertheilt: *a* sind Corridore, *b* Verbindungsgang, *c* Ventilationsschlot, *d* Wohnungen für Assistenzärzte, *e* Bad, *f* Speiseaufzug, *g* für Küchenvorräthe, *h* Speisekammer, *i* Kochküche, *k* Spülküche, *l* Gang, *m* Zimmer für Wöchnerinnen, *n* für die Wärterin, *o* Waschraum und *p* Entbindungszimmer. Der I. Stock enthält nach den in den betr. Grundriss eingeschriebenen Buchstaben in *a* Zimmer für zahlende Kranke, *b* Zimmer für die Wärterin, *c* Bad, *d* Closet und *e* den Ventilationsschlot.

b) das nur Keller- und Erdgeschofs enthaltende Küchengebäude, welches sich an das vorbeschriebene Eckgebäude anschließt. Die im Keller befindliche Waschküche ist mit einem zum Trockenboden führenden Wäscheaufzug verbunden.

c) Der dritte Theil des Flügelgebäudes ist behufs Gewinnung eines Trockenbodens für Wäsche (40 m × 10,32 m groß) etwas höher als das Küchengebäude geführt. Mit Ausnahme einer am östlichen Giebel angelegten Beerdigungshalle gehören sämtliche Räume im Erdgeschosse dieses Bautheiles zur geburtshilflichen Klinik.

δ) Zur Erzielung zahlreicher von einander völlig abschließbarer, abwechselnd nutzbarer Abtheilungen, die jedoch in sich ohne Complication möglichst alle Bedürfnisse einer kleinen Krankenanstalt vereinen und gut ventilirt sind, sowie ferner mit Rücksicht darauf, daß Wöchnerinnenzimmer, um Epidemien vorzubeugen, nicht übereinander angeordnet werden dürfen und daß sie bequem und vom Außenverkehr getrennt liegen, sind in der Mitte des Bauterrains 3 Pavillons angelegt. Die Form derselben ist durch das Raumbedürfnis sowie mit Rücksicht auf Seitenbeleuchtung (zumeist von 2 Seiten) und natürliche Lüftung entstanden; der Luftraum für eine Wöchnerin wurde hierbei mit 47—57 cbm festgesetzt, und ergab sich eine Lichthöhe der Krankenzimmer von 4,8 m; der Pavillon *A* hat 2 Abtheilungen nebst Nebenräumen zu je 8 Betten, der Pavillon *B* 2 Abtheilungen zu je 4 Betten und 1 Abtheilung zu 8 Betten erhalten. Pavillon *C* bietet denselben Raum wie *A*, jedoch ist ihm das zweite Entbindungszimmer (das erste liegt im Flügelbau) in einer nach Süden gerichteten Erweiterung angefügt.

Nach den im Grundriss eingeschriebenen Zahlen sind die Räume dieser Pavillons folgendermaßen vertheilt: 1 ist Vorraum, 2 Wärterinnenzimmer, 3 Bad, 4 Studenten- zimmer, 5 Zimmer für Wöchnerinnen, 6 Entbindungszimmer und 7 Waschraum. Außerdem bedeuten die Buchstaben: *G* Verbindungsgänge, *H* vertiefte Höfe, *K* das Kesselhaus, *L* Einfahrten und *M* den Garten des Directors.

Die Anschlagskosten betragen  
 bei Pavillon A 38800 *M.* (à qm Baufläche 114 *M.*)  
 „ „ B 53700 „ („ „ „ 115 „ )  
 „ „ C 62700 „ („ „ „ 133 „ )

Das Untergeschoß der Pavillons erhält eine l. Höhe von 3,8 m und findet theils zu Lagerräumen, theils zu Wohnräumen für Studierende seine Verwendung.

ε) Die Verbindungsgänge haben wegen der durch dieselben führenden Durchfahrten eine l. Höhe von 2,8 m erhalten. Das Erdgeschoß ist 3,8 m in L. hoch, die Balkendecke über demselben bildet zugleich das mit Holzcement gedeckte Dach. Anschlagskosten 21700 *M.* (à qm Baufläche 115 *M.*).

ζ) Unter den im Ganzen auf 83000 *M.* veranschlagten allgemeinen Anlagen befinden sich 90 lfd. m Ufermauer, Anschlagskosten 51700 *M.* (à lfd. m 575 *M.*), Einfriedigungsmauern nebst Thoren 11160 *M.*, Terrainregulirung 3163 *M.* (à qm 0,7 *M.*), Pflasterung, Kies- und Gartenwege 8000 *M.*, Bürgersteige 5000 *M.* und Gartenanlagen etc. 1905 *M.* Außerdem sind behufs Heizungs- und Ventilationsanlagen: Kesselhaus, Fuchs und Dampfschornstein zu 20100 *M.*, Kesselanlage und Hauptdampf- sowie Condensationsleitungen zu 35000 *M.*, Dampfwater- und Dampfheizung zu 87000 *M.* und Ventilation zu 14700 *M.*, ferner Wasserleitung zu 43500 *M.*, Gasleitung zu 7500 *M.*, Wasch- und Kocheinrichtung zu 30000 *M.* veranschlagt; der unter 40000 *M.* betragende Rest der Gesamtanschlagssumme ist zur speciellen Berechnung gestellt. —

Die gynäkologische Klinik enthält 48 Betten, die geburtshilffliche in den 3 Pavillons 58 und in dem Flügelgebäude 10 Betten, die ganze Anstalt demnach zusammen 106 Betten.

Von der am 20. April begonnenen Bauanlage sind sämtliche Gebäude, die Verbindungsgänge ausgenommen, bereits unter Dach gebracht, auch die Gewölbe sowie die erwähnte Ufermauer theilweise fertiggestellt. Die Vollendung des ganzen Etablissements ist zum 1. Juli 1882 zu erwarten.

Die Fundirungen sind mittelst Senkkasten bezw. auf Brunnen ausgeführt. Das Außere der Gebäude ist im Ziegelrohbau mit Flachbogenformen, nur bei den Hauptfaçaden unter mälsiger Verwendung von Profilsteinen und Terracotten, im Uebrigen durchaus schlicht projectirt.

Die unter  $\alpha$ ,  $\beta$  und  $\gamma$  aufgeführten Gebäudetheile sind mit Schiefer, die drei Pavillons und die Verbindungsgänge mit Holzcement eingedeckt. Die Keller in  $\alpha$ — $\gamma$ , sowie die Corridore im Erdgeschoß von  $\beta$  und  $\gamma$  und die Haupttreppenräume sind überwölbt, die große Haupttreppe wird aus Granit auf eisernen Wangen, der Corridorfußboden aus sogen. venezianischem Granit, der Fußboden in den Küchen, Bädern, Closets und ähnlichen Räumen aus Asphalt hergestellt; die Wohn- und klinischen Räume erhalten Doppel-, alle anderen Räume einfache Fenster.

Die Waschkücheneinrichtung erfolgt nach dem Schimmel'schen System; die Dampfmaschine derselben (5 Pferdekräfte) wird 1 doppelwirkende Waschmaschine, 1 Spülmaschine und 1 Centrifuge, die Rolle und den Wäscheaufzug treiben. Für den Küchenbetrieb ist zur Vermeidung von Rauchbelästigung Dampf gewählt. Die Thee- und Spülküchen erhalten Gaskochapparate, endlich die Pavillons besondere sogen. Badeöfen zur Warmwasserbereitung, im Uebrigen ge-

schieht letztere in 4 schmiedeeisernen im Dachboden aufgestellten und mit Dampf heizbaren Reservoirs.

Der Rauch aus sämtlichen Dampfkesseln wird innerhalb des Thurmes durch ein 1,25 m weites eisernes Rohr abgeführt, nachdem er zuvor einen Rauchverbrennungsapparat passirt hat. Der dieses Rohr umgebende Schlot saugt den Qualm aus der Trockenanstalt, der Wasch- und Kochküche ab.

Das Directorwohngebäude wird mit Ofenheizung versehen; die Wohn- und Krankenzimmer der Klinik erhalten Dampfwaterheizung, die Corridore, Bäder, Closets etc. dagegen directe Dampfheizung. Die Zuführung frischer Luft im Hauptgebäude geschieht durch eine im Keller belegene Vorwärmekammer, in den Pavillons und dem Flügelgebäude durch horizontale unter dem Fußboden liegende Luftcanäle von außen; ihre Vorwärmung erfolgt innerhalb der in den Krankenzimmern aufgestellten Heizapparate. Für die Absaugung der schlechten Luft, welche in der gynäkologischen Klinik die Schloten in den Thürmen verrichten, wird in den Pavillons die Gaseinrichtung mit verwendet.

4) das Isolirhaus der klinischen Anstalten bei der Universität zu Bonn, Anschlagskosten 35500 *M.* (à qm Baufläche 132 *M.*). Inventar, Gas- und Wasserleitung sind besonders zu 12500 *M.* veranschlagt. Der einstöckige Bau ist mit Ausnahme der Anstreicherarbeiten und einiger Fußböden vollendet und wurde hinter der medicinischen Klinik an der Nordgrenze des klinischen Terrains errichtet; er enthält in 2 gleichen symmetrischen Abtheilungen 1 Saal für 8 Kranke, 2 Isolirzimmer für je 1 Kranken, 1 Wärterzimmer, Bad, Theeküche und Closet. Das Gebäude schließt sich in seinem Außeren den daneben belegenen klinischen Neubauten an und wird demgemäß im Ziegelrohbau, bei Verwendung von Hausteine für Sockel und Fensterbänke, aufgeführt. Es ruht auf einem überwölbt, 1 m hohen luftumspülten Unterbau. Die Säle, welche Holzcementdächer mit Firstventilation erhielten, sind 5,5 m, die übrigen mit Zinkdach abgeschlossenen Räume 4,0 m in Lichten hoch. Die Erwärmung erfolgt durch Meidinger'sche Ventilationsöfen, welche die frische Luft unter den Gewölben schöpfen. Für die Abführung der schlechten Luft sind in den Wänden Röhren ausgespart, welche beziehentlich durch eiserne Rauchröhren oder Bunsen'sche Flammen erwärmt werden. Die natürliche Ventilation im Sommer erfolgt durch verschließbare Oeffnungen in den Fensterbrüstungen.

5) die chirurgische Klinik der Universität in Bonn, zwischen der gynäkologischen und medicinischen Klinik an der Theaterstraße und Rheinwerft gelegen. Die Bauanlage besteht aus drei massiven, Kellergeschoß, 2 Stockwerke und Dachgeschoß enthaltenden Gebäuden und einer Baracke aus Fachwerk, welche unter sich in Höhe des Erdgeschoßfußbodens durch eine geschlossene Halle verbunden sind. Die Gesamt-Anschlagssumme beträgt 672000 *M.* incl. 53000 *M.* für Inventar und 93000 *M.* für Centralheizung. Dem Pförtnerhause für das gesammte klinische Terrain zunächst ist das Operationshaus disponirt, welches in dem 5,0 m hohen Erdgeschoß (s. die Grundrisse auf Bl. 61) den nach Norden belegenen Operationsaal *a* enthält, welcher auch durch den I. Stock reicht und bei 10 m Höhe durch Ober- und hohes Seitenlicht erleuchtet wird, ferner das Auditorium *b*, Portier *c*, das Wartezimmer *d*, die

Poliklinik *e*, ein Auskleidezimmer *f* und den Sammlungsraum *g*. Im I. Stock von 5,3 m lichter Höhe befinden sich die Wohnung eines Assistenten, die Director- und Prüfungszimmer, sowie Sammlungssäle. Das Kellergeschoß enthält außer Vorrathsräumen und Heizanlagen noch die Closets für Studierende.

Hinter dem Operationshause liegen die beiden Krankenhäuser, das eine neben dem anderen und mit diesem von gleicher Geschosshöhe. Ihre Krankenzimmer sind nach der Südseite orientirt; zur Verbindung der einzelnen Stockwerke dienen neben den geräumigen Treppen hydraulische Aufzüge für Personen und für Speisen. In den beiden Grundrissen auf Bl. 61 bedeuten im Erdgeschoß: *a* Säle für 6 resp. 10 Kranke, *b* Wärter-, *c* Einzelzimmer, *d* Arzt, *e* Bad, *f* Leinenzeug und *g* Aufzug. Der I. Stock ist, mit Ausnahme der nicht für den Arzt sondern für Kranke benutzten Zimmer über *d*, ebenso verwendet wie das Erdgeschoß.

Die genannten drei Gebäude werden im Anschluß an die bereits vorhandenen klinischen Neubauten im Rohbau unter Verwendung von Sandstein für die Fensterbänke, Basaltlava für die Sockel und Freitreppen und von Trachy für die inneren Treppen ausgeführt und mit Zinkblech eingedeckt.

Die Erwärmung erfolgt durch eine Dampfheizung. Während hierbei die Heizkörper für die Corridore in diesen aufgestellt werden, sollen diejenigen der einzelnen Räume im Keller liegen. Die daselbst erwärmte Luft steigt durch Canäle, welche in den Mauern ausgespart sind, nach den Zimmern auf. Der erforderliche Dampf wird im Kesselhause des Oekonomiegebäudes erzeugt. Außer dieser Heizanlage ist für die Krankenzimmer zugleich eine Heizung durch Meidinger'sche Füllöfen vorgesehen.

Die Ventilation geschieht durch Pulsion, und wird zu diesem Zwecke im Keller jedes Krankenhauses ein Ventilator aufgestellt, welchen eine Gaskraftmaschine treibt. Zur Abführung der Zimmerluft sind Canäle in den Wänden ausgespart, welche über Dach ausmünden. Zur Decken- resp. Fußbodenspülung dienen Canäle, welche von den Fensterbrüstungen der Zimmer aus unter den Corridorfußböden hin ins Freie führen. Die Räume der oberen Stockwerke erhalten außerdem noch Firstventilation.

Für den Operationssaal ist, abweichend von den anderen Räumen, eine besondere mit Ventilation verbundene Luftheizung vorgesehen, für deren Zwecke bei *hh* am Corridor 2 große Canäle ausgespart werden.

Die auf einem von der Luft unterspülten, gewölbten, 1,5 m hohen Unterbau in Fachwerk, mit innerer Verschattung der 4,6 m hohen Frontwände und Holzcementdach projectirte Baracke, mit einer 3 m breiten Glashalle an der Südfront, welche für Reconvalescenten reichlich Raum gewährt, enthält neben den Einzelzimmern *b*, dem Räume für Wärter und Leinenzeug *c* und dem Bade *d*, einen großen Saal *a* für 24 Betten, welcher mit schräger Holzdecke und mit Firstventilation versehen ist. In die einfachen Fenster sind Ventilationsflügel eingesetzt. Vier Schloten führen die verdorbene Luft ab. Zur Beheizung und Ventilation, welche derjenigen entspricht, die in den anderen schon erwähnten drei Gebäuden ausgeführt wird, ist in einem besonders unterkellerten Theile der Baracke

ein Ventilator mit Gaskraftmaschine aufgestellt. Die Zuführung frischer Luft geschieht unter Vorwärmung derselben durch die im Saale aufgestellten Dampföfen. Der Kostenantheil, welcher unter Ausschluß des Inventars und der Centralheizung auf die Baracke entfällt, ergibt pro qm Baufläche derselben 84  $\mathcal{M}$ .

Für sämtliche vier Gebäude ist eine Leitung für kaltes und warmes Wasser in Aussicht genommen, ebenso eine Gasbeleuchtung.

Die Verbindungshalle wird auf überwölbtem Unterbau 4,25 m hoch und 2,5 m breit in Fachwerk ausgeführt.

Die Erdarbeiten zu den Institutsgebäuden wurden im September begonnen; hierbei ergab sich, daß die beiden vorderen Gebäude zur Hälfte in einen früheren Wallgraben treffen und deshalb die Fundamente ca. 9 m unter Terrain hinabgeführt werden mußten; für diesen Theil ist Pfeilerfundirung angewendet, welche für das südliche (rechtsseitige) Krankenhaus zum größten Theile beendet wurde. Im Uebrigen werden die Gebäude in gleicher Weise wie die medicinische Klinik auf verbreiterten Banketts, ca. 2 m unter der Kellersohle tief fundirt.

#### VIII. Gebäude für wissenschaftliche und künstlerische Institute resp. Sammlungen.

1. Das i. J. 1878 in Angriff genommene Gebäude für ein Herbarium und botanisches Museum in Berlin (s. Jahrg. 1879 S. 441) ist vollendet und am 19. August übergeben worden. Von den incl. Inventar 422 000  $\mathcal{M}$  betragenden Gesamtanschlagskosten war es möglich, 70 000  $\mathcal{M}$  zu ersparen.

2. Bei dem Umbau des K. Zeughauses zu Berlin in eine Deutsche Ruhmeshalle sind im Laufe des Jahres 1880 sämtliche Bauarbeiten beendet, ebenso die decorativen Malereien bis auf die Kuppel fertiggestellt. Zum Theil noch nicht vollendet sind eine Anzahl von Bronzeguß-Arbeiten, nämlich eine große reich ausgebildete Flügelthür am Eingang zum Kuppelraume von der Haupttreppe, ferner 32 Bronzereliefs auf den Thüren in dem Stuck-Marmorpaneel der Oberlicht-Halle und verschiedene Beleuchtungsgegenstände. Was die künstlerische Ausstattung betrifft, so ist die allegorische Malerei im Kuppelraume wesentlich gefördert und die Statue der Victoria daselbst wie die 7 Statuen der Herrscher in der Ausführung begriffen; endlich sind im Erdgeschoß der Eintrittshalle 4 decorative Malereien, das Artillerie- und Ingenieurwesen darstellend, vollendet.

Bemerkenswerth ist noch, daß die Heizanlage im Gebäude insofern erweitert worden, als im Dachboden Rohrstränge und Heizkammern mit Ausströmungsöffnungen nach dem Hofe hin angelegt sind, um die oberen Luftschichten unter dem Glasdache event. erwärmen und ein schnelleres Auftauen von Schneemassen herbeiführen zu können.

Außerdem sind innerhalb der Umfassungsmauern der Nebentreppen große Zinkrohre eingebracht, welche über Dach ausmünden, unten mit einer Heizschlange versehen und mit dem Entwässerungscanale verbunden sind. In diesen Rohren soll der Schnee vom Dache aus hingeworfen und unten aufgethaut werden.

(Fortsetzung folgt.)