

Die Pontebba-Bahn.

(Udine — Pontebba.)

Von E. L., Ingenieur.

Durch einen Paragraph des Friedensschlusses von 1866 zur Ausführung bestimmt und dem Bestreben der italienischen Regierung entsprungen, einen, Venedig begünstigenden, internationalen Schienenweg zu schaffen, nimmt die von Udine nach Pontebba führende „Ferrovía Pontebbana“ nicht allein unter den Bahnen Italiens, sondern, wie man ohne Uebertreibung behaupten kann, selbst unter den schwierigsten Bahnen Europa's durch die Grossartigkeit ihrer Bauten einen hervorragenden Platz ein.

In 28 Tunnels die Berge durchbrechend, über nahezu 400 Kunstbauten hinweg, windet sich die Bahn in einer Länge von 68·3^{km} aus der Ebene Friauls von Udine (Meereshöhe 109^m) bis fast auf die Höhe des Alpenpasses, grösstentheils durch das schroffe und mancherorts gefährliche Fella-Thal, bis sie in Pontebba bei der österreichisch-italienischen Reichsgrenze die Höhe von 567^m über dem ligurischen Meere erreicht.

Hier findet sie in der österreichischen Linie Tarvis-Pontafel ihre Fortsetzung.

Kaum könnte der Gegensatz im Charakter zweier Gebirgsbahnen greller sein, als bei diesen in verschiedenem Staatsgebiete gelegenen beiden Theilen einer und derselben Linie. Während man auf der österreichischen Seite eine mit möglichster Sparsamkeit gebaute Bahn vorfindet, die sich knapp den hier allerdings viel milderen Formen des Terrains anschmiegt, ist die italienische Linie geradezu mit Opulenz gebaut und mit einer bedeutenden Repräsentation ausgestattet, wie sie schwerlich eine zweite derartige Linie aufweisen kann. Obwohl eine definitive Abrechnung der beiden letzten Bauuloose noch nicht vorliegt, steigen die Kosten für diese 68·3^{km} lange Bahn schon auf 36 Millionen Lire, oder gerade auf das Doppelte des ersten Voranschlags. Die Vertheilung der Herstellungskosten auf die einzelnen Kilometer ist eine sehr ungleichmässige, und ist der Aufwand direct mit der Entfernung von Udine gewachsen, so dass auf jeden der letzten 12^{km} mehr als eine Million entfällt.

Es ist bei diesem Vergleiche der österreichischen und italienischen Linie jedoch zu berücksichtigen, dass die Situation von Pontebba an sich wesentlich erschwert.

Steile, nackte Bergwände, ihrer dolomitischen Natur zufolge schon stark in Zersetzung begriffen, sperren das Fella-Gewässer in einem Thale ein, das mancherorts, nur 200—300^m weit, besser den Namen Schlucht verdienen würde. Es ist nothwendig, dass eine Bahn in solcher Gegend grossartig ausfallen muss, auch wenn die einfachste Ausstattung gewählt wird.

Von Udine aus zieht sich die Trace gegen Norden anfänglich über eine schwach geneigte Ebene hin, an der Festung Osoppo vorüber. Mit der Station Gemona endigt das erste Loos von 30^{km} Länge. Einerseits der Fluss „Tagliamento“, andererseits die letzten Abhänge des „Monte Maggiore“ begrenzen hier die Situation, sobald man durch den ersten Tunnel gekommen ist. „Rivoli Bianchi“ ist der Name eines Gewässers, das eigentlich nur bei starkem Niederschlage existirt; aber ein Stein- und Schottermeer von ungeheurer Ausdehnung zeigt, zu welcher Bedeutung dieser Wasserfaden anwachsen kann. Die Bahn übersetzt diese Wüste in S-förmiger Trace auf einem kolossalen Viaducte von 783^m Länge, 55 Bögen à 12^m lichte Weite ent-

haltend. Das zweite Bauuloos endet bei Station „Alla Carnia“ (circa bei Kilometer 41).

Von hier ab verlässt die Bahn das weite Fluss-Thal des „Tagliamento“ und tritt nun in das enge Fella-Thal, das auch den Namen „Canale del Ferro“ trägt, weil in früheren Zeiten die Producte der österreichischen Eisenindustrie diesen Ausfuhrweg verfolgt hatten.

Eine traurige Berühmtheit hat sich aber dieses Thal durch die häufigen Felsenstürze und Unheil bringenden Hochwässer erworben.

Die Engheit des von steilen Wänden umgebenen Thales, dessen Sohle ein reissendes Gewässer, seine Furche stetig tiefer aushöhlend, bespült, hat von hier an die durchgreifendsten Schutzmassregeln nothwendig gemacht.

Von Station „Alla Carnia“ ist die Pontebba-Bahn eine Gebirgsbahn, schwierig, kühn und kostspielig, wie nur wenige. Man wird nicht weit fehlen, wenn man sagt, dass von hier bis Pontebba die Bahn durch einen einzigen Mauerkörper gebildet ist, der bald in Form von Durchlässen, Brücken und Viaducten, bald als Stützmauer oder Tunnels, nur durch etliche eiserne Brücken unterbrochen, erscheint.

Mit der Uebersetzung des Nebenflusses „Resia“ bei Station „Resiutta“ fängt das fünfte Loos an, und bald darauf, circa bei Kilometer 52, wird mittelst eines eisernen Viaductes „Ponte per Aria“ (totale Länge 166·20^m, 5 Spannweiten) die Fella übersetzt.

Die Bahn verbleibt nun auf der rechten Seite des Flusses bis kurz nach Station „Chiusaforte“. Hier geschieht der Uebergang mittelst einer schiefen Gitterbrücke mit 2 Oeffnungen von je 75^m Lichtweite.

Bis hierher hat die Bahn im Maximum 10‰ Steigung, in den letzten 12^{km} ist jedoch eine continuirliche Steigung von 16‰ angewendet.

In dieser Steigung und in einer Curve von 350^m Radius liegt der Viaduct über den „Torrente (Wildwasser) del Dogna“, ein imposanter Bau mit 4 Gitterträgern, in der Gesamtlänge von 172·50^m, bei 45^m Höhe über der Flusssohle. Die ungünstige Bodenbeschaffenheit am linken Ufer, woselbst die Trace theils dicht an steilen Wänden, theils über bewegliche Schottermassen hinweg geführt ist, bedingt von hier an geradezu gewaltige Arbeiten, und doch muss man gestehen, dass erst am rechten Ufer an ein Fortkommen gar nicht zu denken gewesen wäre.

Die Schwierigkeiten erreichen ihren Gipfel bei „Ponte di Muro“ (so genannt wegen einem dort befindlichen gewölbten Strassenviaducte). Das Thal hat sich hier in eine kaum 200^m breite Schlucht verengt, und wird selbe schief, mit S-förmig gekrümmter Trace und in einer Höhe von 40^m übersetzt.

Dieser Viaduct ist von solch' besonderem Interesse, dass es erlaubt sein möge, weiter unten darauf zurückzukommen. Zwei weitere Viaducte: über „Rio Osvaldo“ (zwei Fluthbrücken à 16^m lichter Weite, bei 4^m Pfeil und eine Eisen-Construction von 40^m lichter Weite) und „all'Abrasion“ („zur Rutschung“) — drei Stichbögen à 12^m lichter Weite auf 3^m Pfeil — 5 Tunnels und eine Unzahl von Brücken führen die Bahn weiter bis Pontebba. Unter diesen Brücken zeichnet sich besonders jene über den „Rio della Costa“ aus. Das in Ziegeln ausgeführte Gewölbe bildet einen Stichbogen von 22^m lichter Weite und 4·40^m Pfeilhöhe — wahrlich keine Unbedeutendheit.

Zum Zeichen, dass die Reichsgrenze naht, trägt das Nord-Portal des Tunnels „San Rocco“ (bei Kilometer 67:205, Länge 660^m) das artistisch gearbeitete italienische Reichswappen.

Der letzte Kilometer bis zur Grenzbrücke ist fast ausschliesslich von der Station Pontebba eingenommen.

Die Gesamtlänge der Bögen beträgt 19:67^{km}, der Minimal-Radius ist 300^m. Auf 5:42^{km} Länge, in den oben erwähnten 28 Tunnels, ist die Bahn unterirdisch geführt.

Dass man den mancherorts schwierigen Passagen Rechnung getragen hat, dafür zeugen die dicht gesetzten Wärterhäuser, 75 an der Zahl. In der That gibt es Stellen, die nicht sorgfältig genug überwacht werden können, und hat die Erfahrung gezeigt, dass man hierin mit nicht unbegründeter Umsorge vorgegangen ist.

So versperrte beispielsweise ein heftiger Sturzregen im vergangenen Sommer die Bahn in vier verschiedenen Punkten durch massenhafte Aufthürmung von Schotter und Gerölle. In einem derartigen Terrain, bei solcher Gebirgsart und einem so grossen Niederschlage, wie er in diesen Gegenden herrscht*), können derartige Vorkommnisse auch gar nicht überraschen. Welche weitere Opfer in der Bahnanlage man auch gebracht hätte, einem so tief gewurzeltten Uebel hätte dadurch doch nicht abgeholfen werden können, und man hat somit gut gethan, nicht nach einem unerreichbaren Ziele zu streben, sondern durch Vorsicht im Betriebe das zu ersetzen, was bei der Construction unmöglich zu erreichen war.

Die Zahl der Stationen ist 12. Man hoffte durch diese über den Bedarf gehende Zahl, der schwach entwickelten Industrie Ober-Friauls unter die Arme zu greifen.

Im Herbste 1872 wurde mit den Tracirungsstudien begonnen, dabei aber nur im Allgemeinen und in etwas flüchtiger Weise die Lage und Höhe der Bahn festgestellt, und gingen die speciellen Studien erst der unmittelbaren Inangriffnahme des Baues voraus. Im Jahre 1875 übernahm den Bau die norditalienische Eisenbahn-Gesellschaft, deren Linien aber 1876 durch die Baseler Convention an den italienischen Staat übergingen. Von da an wurde jedes Jahr ein Loos dem Betriebe übergeben, bis Ende Juli 1879 die ganze Strecke in Activität war.

Für jedes der sieben Bauloose wurde ein den Verhältnissen angepasster Einheitspreis-Tarif ausgearbeitet, auf Grund dessen die Abgebote geschahen. Die italienische Bauordnung schreibt dabei folgende Formalitäten vor: Seitens der Direction ergeht eine Einladung zur Betheiligung an bekannte Unternehmer, welche nach Erlag eines 10%igen Vadiums ihre Abgebote einreichen. Die Arbeit wird vorläufig dem zuerkannt, der das grösste Abgebot geleistet; jedoch ist diese Vergabung nicht definitiv, es ist vielmehr während eines bestimmten Termines erlaubt, weitere 5% abzubieten. Wird ein solches Abgebot offerirt, so ist auch die neue Vergabung noch immer nicht endgiltig, sondern es folgt nun die Operation der sogenannten „Candela vergino“. An einem bekannt gemachten Tage werden im Centralbureau zwei Lichter angezündet und so lange diese brennen, dürfen noch tiefere Abgebote geschehen. Jedoch kommt es selten zu dieser Operation, denn meistens sind die Abgebote erster Hand schon so beträchtlich, das es zu gewagt ist, noch weitere 5% abzubieten. Kam es doch im siebenten Bauloose zu einem Abgebot erster Hand von 23:75%.

*) Per Jahr 1500 bis 2400^{mm}. (Nach Mittheilungen der meteorologischen Station Pontebba.)

Zu den Façaden der Kunstbauten sind viererlei Mauerungsarten verwendet: Regelmässiges und unregelmässiges Schichten-Mauerwerk, vollständiges und unvollständiges Mosaik-Mauerwerk.

Besondere Bestimmungen schrieben ferner vor, dass zwei aufeinander folgende reguläre Schichten nicht mehr als 5^{cm} in der Höhe differiren dürfen, und dass keine Schichte niedriger als 0:30^m sein solle. Complete Mosaik hat als Ideal das reguläre Pentagon. Bei irregulärer Mosaik dagegen ist sogar das Dreieck nicht ausgeschlossen und dürfen fehlende Ecken durch Scherben vervollständigt werden.

Es oblag der Bauleitung, die Art der Mauerung anzuordnen. Ausser dem Grundpreise von 17:00 Lire per Kubik-Meter Fundament- sowie aufgehendes Mauerwerk in Bruchstein wurden die Façaden-Flächen per Quadrat-Meter vergütet, und zwar nach obigen Classen mit je 5:40, 4:65, 4:65 und 1:95 Lire.

Hierzu kommt noch für provisorische Gerüstung ein Zuschlag von 1:14 Lire per Kubik-Meter Mauerwerk.

Der Kubik-Meter Aushub wurde mit 2:40 bis 4:65 Lire verrechnet, wobei die Bölzung nicht inbegriffen war. Letztere ward per Quadrat-Meter besonders vergütet.

Zu den Gewölben wurden durchwegs Backsteine verwendet, um den Bau zu beschleunigen. Auch mehrere schiefe Brücken wurden aus Ziegeln hergestellt; jedoch haben aber bereits manche derselben unter der Einwirkung des Frostes gelitten.

Der Kalk wurde von den Kalkbrennerien bei Palazzolo, Lago Maggiore, von der Regierung selbst geliefert, und war seine Anwendung obligatorisch und derart controlirt, dass per Kubik-Meter Mauerwerk wenigstens 50^{kg} Kalk angewandt werden sollten. Zeigte es sich durch eine Differenz zwischen den monatlich von den Unternehmungen requirirten Kalkquantitäten und dem monatlich ausgeführten Mauerwerks-Volumen, dass diese vorgeschriebene Menge nicht eingehalten worden war, so zahlte die Unternehmung Strafe, und eine noch höhere Strafe war darauf gesetzt, falls es nachgewiesen werden konnte, dass eine Unternehmung mit diesem Materiale Verschleiss trieb, — eine Massregel, die sehr streng beobachtet wurde. Aus diesem letzteren Grunde wurde eine einzige Unternehmung zu 25.000 Francs Strafe verurtheilt. Der Kalk ist ein ausgezeichnetes und wird in Pontebba mit 66 Lire per Tonne der Regierung vergütet.

Der Palazzolo-Kalk wurde in Säcken zu 50^{kg} versandt. In welchem Grade diese leeren Säcke eine bei den Arbeitern beliebte Prise bildeten, erhellt aus dem Umstande, dass allein im siebenten Bauloose über 3600 solcher Säcke spurlos verschwanden. Jedenfalls hätten noch weit mehr gefehlt (denn bei 3000 Arbeitern, die zeitweise beschäftigt waren, und so vielen Arbeitsplätzen ist eine Controle schwer zu handhaben), wenn nicht circa alle 8 Tage die „Carabinieri“ eine nächtliche Inspection in den Arbeiter-Baracken gehalten hätten.

Es möge mir hier überhaupt, weil in engster Beziehung zur Arbeit selbst stehend, gestattet sein, den italienischen Arbeitern ein paar Worte zu widmen.

Diese Leute scheinen wie extra für die Arbeiten des Bahnbaues geschaffen; auch wünschen sie selbst keine andere Beschäftigung. Es gilt dies aber nur von den Norditalienern; die Südländer, wie man sie hier nennt (Meridionali), ziehen im Allgemeinen das „dolce far niente“ vor, und war auch auf unserer ganzen Linie kein Arbeiter von einer südlicheren Provinz als Umbrien. Norditalien liefert dagegen ein ungeheures Contingent

von Arbeitern für den Bahnbau fast in ganz Europa. Es ist z. B. constatirt, dass nur durch den Pontebba-Pass allein jährlich im Frühjahr 10.000 bis 18.000 Arbeiter auswandern, um im Spätherbste wieder zurückzukehren. Während des Winters werden dann die gemachten Ersparnisse meistens aufgezehrt und im nächsten Jahre treten die Leute ihre Wanderung wieder von Neuem an. Ueberall werden sie wegen ihrer Geschicklichkeit und Genügsamkeit gerne aufgenommen. Mit ungemein dürftiger Nahrung sind sie im Stande, 12 bis 14 Stunden täglich zu arbeiten. Ihre Ersparnisse senden sie theils nach Hause, theils tragen sie dieselben in einem ledernen Gürtel, dann stets in Gold umgetauscht, mit sich.

Eigenthümlich ist es, wie die Art der Arbeit nach den Provinzen vertheilt ist. So liefert Piemont die besten Steinmetze und Tunnelarbeiter; die Friauler excelliren in Bruchstein-Mauerung, während sie in der Ausführung des Ziegelmauerwerkes den Lombarden weit nachstehen; die Bewohner Romagnas sind fast durchwegs Erdarbeiter; unübertrefflich als solche aber die Padovaner. Selbe führen ihren kurzen Schubkarren, eigenes System, stets mit sich, treiben denselben den ganzen Tag über im Laufschriffe und bewältigen per Mann bei mittlerer Transportweite bis $3 \cdot 50^{\text{km}}$ per Tag.

Nach diesen einleitenden Bemerkungen gehe ich dazu über, die Kunstbauten und die ihrer Ausführung zu Grunde gelegten Principien einer Besprechung zu unterziehen.

Stützmauern.

Für die Stützmauern des Bahnkörpers wurden, wie Blatt 20, Fig. 2 zeigt, zwei Normalprofile aufgestellt; ein senkrecht und eines mit einer Böschung von $1 : \frac{1}{4}$ in der Vorderfläche und $1 : \frac{1}{10}$ in der Hinterfläche. Das erstere Profil wurde nur dort angewandt, wo es darauf ankam, die mit der Bahn vielfach parallel laufende Landesstrasse zu schonen. Die zweite Type zeigt, wie die beigefügte Tabelle erkennen lässt, ziemlich geringe Mauerstärken. Dieselben sind durchaus empirisch zusammengestellt, und mag die Eigenthümlichkeit, dass die Stärken mit der Höhe h in directem Verhältnisse stehen, ein Kriterium für den Werth dieser Zahlen abgeben. Es sollen obendrein diese Dimensionen unabhängig von der Bodenbeschaffenheit gelten, was zwar bequem, aber unrichtig ist; es hat sich denn auch gezeigt, dass die Dimensionen bei günstiger Bodenbeschaffenheit genügen, dagegen aber in schwierigen Fällen durchaus nicht standhalten. Dasselbe gilt in gleicher Weise für die in Fig. 1 dargestellten Futtermauerprofile in Einschnitten.

Fast durchgehends ist man mit der Fundirung tiefer gegangen, als nöthig gewesen wäre; die erste Fundirung bestand gewöhnlich aus einer Schichte Beton, wenn auch kein Bedürfniss dafür vorhanden war; es wurde sogar auf einige Stellen aus übertriebener Vorsorge zuerst eine Schichte Sand gelegt, um den Druck vollständig gleichmässig zu vertheilen. Im Allgemeinen füllte man den ganzen Boden der Baugrube mit Beton aus; nur bei einigen Stellen gab man sich die Mühe, dem Beton durch Bretterwände eine vorgeschriebene Form zu geben, eine Operation, die dann extra bezahlt wurde. Auf dieses Beton-Fundament kam eine Grundmauerung aus Bruchsteinen, die vorne wie hinten senkrecht war, und erst circa $\frac{1}{2}^{\text{m}}$ unter der Terrainfläche fingen, nach einem Absatze von $0 \cdot 20^{\text{m}}$, die Böschungen an. Das Mauerwerk besteht aus sogenannter vollständiger Mosaik (siehe

Fig. 1) und sollen die Fugen senkrecht zur Vorderfläche sein. Circa alle 2^{m} in der Höhe wird die Mauer durch zwei Schaairen irregulärer Quadern ausgeglichen und eine ebenfalls zur Vorderfläche senkrechte Ebene zwischen diesen beiden Schichten gebildet, die sich durch die ganze Mauerstärke erstreckt. Dies dient zur Beförderung der gleichmässigen Setzung. In den erwähnten Quaderreihen wurden ungefähr alle 2^{m} in der Länge zu Zwecken des Wasserabflusses durch die ganze Mauer gehende Oeffnungen ($0 \cdot 10 \times 0 \cdot 20^{\text{m}}$) ausgespart. Zugleich wurde die ganze rückwärtige Fläche der Futtermauern verputzt, um ein sonstiges Durchdringen des Wassers zu verhüten. Bei den Stützmauern wurde dies nur für den Theil, der eine Anschüttung hinter sich hatte, beobachtet.

Die geneigten Stützmauern erhielten eine gemauerte Brustwehr, 1^{m} hoch, inbegriffen eine Deckschicht von 15^{cm} Höhe und $0 \cdot 42^{\text{m}}$ Breite. Alle 50^{m} wurde in dieser Brustwehr durch Auskrugung eine Nische gebildet.

Die senkrechten Mauern dagegen haben schmiedeiserne Geländer. Bei der Allgemeinheit der gusseisernen Barrieren möge dies als eine empfehlenswerthe Verbesserung hervorgehoben werden, indem dieselben unverwüsthlich sind, wogegen die gegossenen gar leicht brechen. Eine Vorrichtung, die eine Dilatation von 2^{cm} erlaubt, wurde alle 25^{m} angebracht. Die Anordnung ist sehr einfach und besteht aus einem U-förmigen Stossbleche, in dem die senkrechten Schenkel der Winkeleisen mit den Enden 2^{cm} von einander entfernt ruhen. Durchgehends angeordnete ovale Nietlöcher und kalte Vernietung gestalten somit gesagte Dilatation — falls sie zu befürchten ist. Die Ständer sind in der Deckschichte $0 \cdot 11^{\text{m}}$ in Blei eingegossen. Das Gewicht des Geländers beträgt $10 \cdot 5^{\text{kg}}$ per laufenden Meter. Die ganze Anordnung ist jedenfalls zu empfehlen und bietet einen gefälligen Anblick. Nur wurde später die Höhe von 1^{m} als etwas zu niedrig befunden.

An ein paar Stellen finden sich lobenswerthe Abweichungen von den bisher betrachteten Mauer-Profilen.

So wurde Anfangs des siebenten Baujahres in einem kleinen Einschnitte durch klüftigen Felsen mit stark geneigter Schichtung eine Wandmauer nach der auf Blatt 20, Fig. 3, dargestellten Form mit Bögen ausgeführt. Letztere waren in Ziegel gewölbt und nimmt sich die Construction ganz gut aus, sie ist ausserdem billig und ihrem Zwecke vollauf genügend.

Eine ähnliche Anordnung ist aus Fig. 4 ersichtlich. Die Bahn bewegt sich hier am Rande eines Felsenabhanges, der, sonst tragfähig, nur etwas stark zerklüftet ist. Um sowohl an Aushub als auch an Mauerwerk zu sparen, wurde ein $9 \cdot 50^{\text{m}}$ weit gespannter Bogen hergestellt, und zwar nur von circa der halben Breite der Bahn.

Nirgends hat sich die Unzulänglichkeit der geneigten Stützmauerprofile so deutlich gezeigt, wie bei der Stützmauer, genannt „Muro alla Marianne“, und im Einschnitte „Trincea al Telegrafista“.

Die erstgenannte Strecke ist zwischen den beiden Brücken über „Rio dei Morti“ bei Kilometer $65 \cdot 46575$ und „Rio Boscone“ bei Kilometer $65 \cdot 57925$ eingeschlossen. Erstere Schlucht hat nicht umsonst ihren fatalen Namen. Als im Jahre 1837 die noch von den Römern herstammende Landesstrasse vom linken Fella-Ufer auf das rechte verlegt wurde, verunglückten bei der Herstellung eines Objectes über diesen unbedeutenden Bach durch einen unvorhergesehenen Erdsturz 5 Menschen. Auch beim Eisenbahnbaue sollte der „Rio dei Morti“ seinen Namen verdienen,

indem daselbst, ebenfalls wieder durch einen Felsabsturz, 3 Arbeiter ihren Tod fanden.

Zwischen den beiden „Rios“ erhebt sich ein nicht sehr prononcirtes Rücken. Zwar war man im Voraus darauf gefasst, ein schlimmes Terrain vor sich zu haben, gab sich aber doch der Hoffnung hin, mit einer tief fundirten Stützmauer von gewöhnlicher Form und nach der Tabelle bemessener Stärke auf der Thalseite und mit einer $1\frac{1}{2}$ füssigen Böschung auf der Bergseite durchzukommen. Dass diese Hoffnung sich als trügerisch erweisen musste, liess sich aber nicht nur aus dem bei der Strasse vorgekommenen Erdsturze, sondern auch aus anderen Anzeichen mit Bestimmtheit vorhersagen.

Die neue Landesstrasse hatte gegen den Hügel eine Mauer von ganz unbedeutender Höhe bei circa 1^m Stärke. Nicht selten kam es vor, dass Partien dieser Mauer auf die Strasse geworfen wurden, und regelmässig alle 2 Jahre musste sie total erneuert werden, was bei ihrer geringen Höhe allerdings nicht schwer fiel. Bei Verificirungen der Trace der Bahn waren in dieser Strecke die Pflöcke stets aus der Richtung.

Schon die ersten Spatenstiche zogen solche Veränderungen der Oberfläche, Risse, Hebungen und Senkungen mit sich, dass die Arbeit sofort eingestellt und die Hoffnung aufgegeben werden musste, hier mit den projectirten Massnahmen ein Auslangen zu finden. Der Boden bestand aus mit Wasser durchzogenem Lehme mit in Verwitterung begriffenem Kalkgesteine durchsät. Die Oberfläche war mit grösseren und kleineren Felsblöcken buchstäblich bedeckt, von denen einige sogar ein Volum von circa 1600^{kba} hatten. Diese rührten von einer im Hintergrunde befindlichen steilen Wand her, die wohl über 400^m hoch emporragt und in Verwitterung gerathen ist.

Es wurde nunmehr ein neues Project ausgefertigt. Die Mauer sollte so weit wie möglich an die Landesstrasse gerückt werden und die kleinst mögliche Höhe erhalten. Eine Ueberhöhung mit $1\frac{1}{2}$ füssiger Böschung sollte die fehlende Höhe ersetzen. Fig. 9, Blatt 20, zeigt die Anordnung im Grundriss, wobei die in Klammern befindlichen Zahlen die Höhen der Mauer im betreffenden Punkte angeben. Aus Fig. 7 ist der Querschnitt der Mauer ersichtlich. Mit Innehaltung der Böschung von $0\cdot20$ in der Vorderfläche und $0\cdot10$ in der Hinterfläche der Mauer kann somit für jeden beliebigen Punkt der Querschnitt leicht construirt werden.

Die erste Operation bestand natürlich in der Abfangung des Wassers, das in bedeutenden Mengen vorhanden war, so dass sich sogar Quellen für Trinkwasser gebildet hatten.

Zu diesem Zwecke wurden, wie in Fig. 9, Blatt 20, angedeutet ist, Entwässerungstollen getrieben. Der Querschnitt derselben ist in Fig. 8 dargestellt. — Mit starker Zimmerung versehen, wurden diese Stollen je 20^m und 27^m gerade in den Berg geführt, von dort aus mit einander vereinigt und ausserdem noch Verzweigungen nach beiden Seiten gemacht. Ueberall wurde derselbe Wasserreichtum und fast schwimmendes Gebirge angetroffen, was die Arbeit zu einer äusserst schwierigen und gefährlichen machte; schiefe gedrückte Geviere, die wiederholt ersetzt und verstärkt werden mussten, waren nichts Seltenes.

Der Stollen wurde als genügend vorgetrieben erachtet, nachdem man die Hauptquelle erschrotten hatte, und danach mit einer Sohle vom besten Cementbeton versehen. Der übrige Stollenraum wurde mit einer Steinpackung ausgefüllt.

Den Aushub für die Mauerfundamente suchte man auf ein Minimum zu beschränken. Es zeigen jedoch die beiden Profile in Fig. 7, welche grosse Veränderung der Oberfläche selbst dieser kleine Aushub nach sich zog, und dass die Arbeit wirklich ohne Unglück vollbracht werden konnte, kann nur dem vorsichtigen Gebahren zugeschrieben werden.

Schon schienen die Schwierigkeiten siegreich überwältigt; aber man irrte sich hierin. Es war wohl gelungen, eine temporäre Hemmung der Bewegung zu erzeugen, aber nicht, dieselbe für immer hintanzuhalten.

Kurz nach ihrer Vollendung löste sich die Mauer nach den in Fig. 9 angegebenen durchgehenden Rissen *A* und *B* vollständig von den Flügelmauern der Brücken ab. Diese Risse wurden wiederholt mit Cement verklebt und beobachtet; in wenigen Tagen waren dieselben aber wieder sichtbar und betrug schliesslich einige Millimeter. Sie verliefen nicht streng nach den Fugen der Quader, sondern manche Steine waren mitten durchgespalten.

Die aus completer Mosaik bestehende Ansichtsfläche der Stützmauer kam nun an die Reihe. Neue Risse bildeten sich an den mit *C*, *D*, *E*, *F*, *G*, *H* und *I* bezeichneten Stellen. Fast alle diese Spalten sind je näher dem Boden um so mehr bemerkbar, und alle endigen in irgend einem der zum Wasserabfluss in Höhe der Landesstrasse angebrachten Spundlöcher.

Seitens der Bauleitung beschränkte man sich, um die Bewegung zu constatiren, darauf, auf der Mauer angebrachte Signale von einer Theodolit-Station anzuvisiren und diese Operation von Zeit zu Zeit zu wiederholen. Nach drei Monaten ergab sich schon eine merkliche Abweichung in den Visuren. Leider wurden diese Aufnahmen nicht weit genug verfolgt, um auch über Richtung und Intensität der Bewegung genügende Anhaltspunkte zu gewinnen.

Die Ursachen der Bewegung sind wohl in der Beschaffenheit des Terrains und in dem Vorhandensein einer Rutschfläche zu suchen, die jedenfalls tiefer liegt als das geringe Fundament der Mauer. Es ist sogar nicht unwahrscheinlich, dass auch die Landesstrasse an dieser Bewegung theilnimmt, wenigstens sprechen dafür zahlreiche Risse, welche sich in der die Strasse gegen die Fella hin abgrenzenden Mauer vorfinden.

Vorderhand will es scheinen, als gäbe es kein anderes Hilfsmittel als die Anbringung tief fundirter Strebpfeiler gegen die Vorderfläche der Mauer, wodurch allerdings die Landesstrasse geschmälert würde, — und zweitens die Ausführung innerer zur Bahn senkrechter Mauerungen, um den jetzt mit concentrirter Kraft wirkenden Schub zu theilen.

Einen ähnlichen Fehler, wie in dem eben besprochenen Falle, nämlich den, mit von vorneherein als ungenügend erkannten Mitteln ein Auslangen gesucht zu haben, beging man in dem zweiten oberwähnten Falle, beim Einschnitte „al Telegrafista“.

Es handelte sich hier um einen Einschnitt von circa 200^m Länge und von im Maximum 10^m Tiefe in der Bahnachse. (Kilometer 64·950 bis Kilometer 66·154.)

Für diese Strecke wurde das Project fünfmal geändert.

Der erste Entwurf umfasste eine Planirung gegen die Thalseite und gegen die Bergseite eine Mauer von der in Fig. 1 vorgeführten Normalform.

Die Unausführbarkeit desselben leuchtete sofort ein. Der Boden bestand aus breiartigem Lehm, dicht mit Wasseradern durchzogen. Nachdem ein paar Tage an dem Aushube in der Linie

gearbeitet worden, verlor die oben liegende Masse ihren Fusspunct und setzte sich sofort in Bewegung. Hoch oben am Berge, etwa 70^m von der Achse, horizontal gemessen, wiesen deutliche Risse nach, was hier bevorstand. Man modificirte daher das Project in der Weise, dass anstatt der in Aussicht genommenen hohen Mauer eine solche von durchgehends nur 2^m Höhe mit Beton-Fundirung angeordnet wurde; oberhalb derselben sollte die Böschung 1füssig gepflastert werden. (Blatt 20, Fig. 6, 1. Project.)

Aber auch dieses Project kam nicht weit in der Ausführung; es leuchtete ein, dass ein solcher Boden, zudem schon in Bewegung, niemals eine solch' steile Böschung gestatten würde. Selbe wurde demnach auf 1 : 1½, verflacht, zugleich aber auch, um nicht eine zu grosse Erdbewegung zu erhalten, die Höhe der Mauer, unter entsprechender Verstärkung, auf 4^m festgestellt, und sollte sie hinter sich eine Steinpackung erhalten. Nun war aber bereits die Bewegung der Erdmassen schon sehr angewachsen. Der erwähnte Riss umschloss bogenförmig den ganzen Einschnitt und hatte eine Breite von 0.50^m. Die in Bewegung befindliche Masse betrug schätzungsweise über 10.000^{k^{bm}}; sie hatte sich vollständig von den oberen Partien losgelöst und zeigte schon mehr als 0.50^m Senkung. Die regnerische Zeit vermehrte überdies den Wasserzufluss in der bodenklichsten Art. Um wenigstens das auf der Oberfläche laufende Wasser abzuhalten, wurde in geringer Entfernung oberhalb des Risses um den ganzen Einschnitt herum ein Entwässerungsgraben gezogen. Selber hatte einen Boden aus Beton und die Wände gepflastert. Diese ganze Arbeit bewies sich aber als ebenso kostspielig wie nutzlos, denn es war keine Verminderung des Wasserzuflusses im Innern zu bemerken.

Während des fortgesetzten Aushubes war man auf einen mitten in der sich bewegenden Masse im Lehme gelagerten Steinblock von circa 800^{k^{bm}} gestossen, dessen Gewicht offenbar der Bewegung zu Nutzen kam. Man begann denselben wegzusprenge und erreichte dadurch den Vortheil, das belastende Gewicht zu verringern; andererseits wirkten aber die Erschütterungen auf die aufgewühlte Masse im selben Grade nachtheilig.

Endlich kam man doch dazu, eine Fundirung nach dem geänderten Projecte auszuführen; aber die Mauerung war noch nicht weit in die Höhe vorgeschritten, als schon die Bewegung Alles über den Haufen warf.

Man entschloss sich nun nothgedrungen zu einer beträchtlichen Verstärkung der Mauer. (Siehe Fig. 6.)

So wurden circa 30^m vollendet; aber es genügte eine einzige Nacht, um das ganze Werk zu verderben. Es ereignete sich der eigenthümliche Fall, dass die Mauer verbogen wurde, ohne dass man in der Façade den kleinsten Riss wahrnehmen konnte. Der Flügel gegen Udine war in weniger als 12 Stunden um 12^{cm} gegen die Thalseite vorgeschritten, und die gerade hergestellte Mauer lag nunmehr im Bogen.

Man war somit schliesslich auf eine Mauerstärke gekommen, die allerdings dem Schube widerstanden haben würde, falls die Mauer einen festen Stützpunkt gehabt hätte.

Die Rutschfläche lag jedenfalls so tief, dass man gar nicht daran denken konnte, sie mit einer tieferen Fundirung zu erreichen; war es doch schwierig genug, in der projectirten geringen Tiefe zu fundiren. Man schritt deshalb zu folgendem Mittel: Der Querschnitt der Mauer wurde beibehalten, jedoch unter der ganzen Bahn ein 1^m tiefes Bett aus Beton hergestellt; selbes geht so

weit, dass es zum Fundament einer niederen Mauer auf der Thalseite dient, woselbst von der Planirung abgesehen wurde.

Auf diese Weise gelang es doch, mitten durch den beweglichen Boden einen festen Körper zu schaffen.

Zur grösseren Sicherheit wurde ausserdem die rutschende Masse durch zur Bahn senkrechte Mauerungen getheilt und ein Theil der Böschung mit Pflaster versehen.

Tunnels.

Die grosse Anzahl der Tunnels erklärt sich ausser durch die Schwierigkeit des Terrains auch durch die entschiedene Vorliebe der Italiener für die Mineur-Arbeit. Selbst dort wurden Durchbrüche gemacht, wo die Terraininformation entschieden einen Einschnitt zugelassen hätte. Mehrere von diesen Tunnels sind einem solch' grossen einseitigen Drucke ausgesetzt, dass es nöthig erachtet wurde, sie auf der Thalseite durch bedeutende Mauerkörper zu stützen, und dennoch gab sich das Uebermass des schiefen Druckes stellenweise durch kleinere Deformationen des Gewölbes kund, selbst bei einer Gewölbstärke von 0.82^m. So gab man sich auch der Hoffnung hin, die beiden Tunnels „Prerit“ und „Tre Rivi“ durch vollständig lockere, steil einfallende Schichten hindurchzuführen, ein Vorhaben, das mit grossen Rutschungen und schliesslicher vollständiger Demolirung des halbfertigen Durchbruches endigte. Ein weiterer Einsturz in Folge übermässig grossen schiefen Druckes geschah auf 10^m Länge beim Tunnel „Rio Tomba“ (bei Kilometer 65) in der Ausweitung des Richtungsstollens. Auch im Tunnel „San Rocco“ kamen mehrere kleinere Einstürze vor. Hier lag jedoch der Grund in der sehr lockeren Bodenbeschaffenheit. Der ganze Berg ist ein Schuttkegel ohne Cohäsion, und genügte die geringste Unvorsichtigkeit, um einen Einbruch herbeizuführen.

Man kann die italienischen Tunnelarbeiter nicht genug loben. Die ruhige sichere Arbeit, die Besonnenheit in gefährlichen Momenten und die Correctheit ihres Werkes lassen nichts zu wünschen übrig. Bei noch so schwieriger Bodenbeschaffenheit wird selten ein Joch aus der Richtung, selten ein Pfosten nicht an seinem richtigen Platze sein. Selbst in Curven können sie selbständig arbeiten, nachdem ihnen die Art der Absteckung mitgetheilt wurde.

Das vielfach angegriffene belgische System ist in Italien sehr beliebt. Ein massgebender Grund hierfür ist wohl unter Anderem auch in der Holzersparniss zu suchen, nachdem dieses Material im Allgemeinen in Italien hoch im Preise ist. Uebrigens muss zugegeben werden, dass man sich mit diesem Systeme auch schon in sehr schwierigem Terrain geholfen hat.

Obwohl das belgische System zur Genüge als bekannt vorausgesetzt werden kann, möge es doch erlaubt sein in wenigen Worten die von der Bauleitung gegebenen Vorschriften zu erwähnen.

„Im Stollen dürfen die Geviere höchstens 1.00^m entfernt sein. Die Sohlschwelle darf in günstigem Boden fehlen.

„Beim vollständigen Aushube für das Gewölbe können die „fächerförmig gestellten Streben etwas weiter als 1^m entfernt sein.

„Bei Ausführung des Deckgewölbes (aus Ziegeln) wird es „nothwendig (siehe Blatt 21), die oben genannten Streben successive „auszuwechseln und die Langhölzer gegen das Lehrgerüst provisorisch abzulösen.

„Ist die Ziegelcalotte fertig gemauert, so wird sofort alle „Meter ein Querholz (siehe Blatt 21) angetrieben, soweit das noch

„frische Mauerwerk aus Ziegeln es erlaubt. Dieser Balken stemmt sich gegen Bretter, und müssen letztere eine solche Länge haben, dass jedes Brett von wenigstens 3 Querhölzern gefasst wird.

„Es wird nunmehr die Strosse ausgehoben, und das Gewölbe auf einer Seite durch starke, fest mittelst Keilen angetriebene Streben auf eine Länge, je nach Bodenbeschaffenheit von 2 bis 4^m variierend, unterfangen. Diese Arbeit des Unterfangens kann an beiden Widerlagern zugleich vorgenommen werden, nur hat man darauf zu sehen, dass die angegriffenen Stellen einander nicht direct gegenüber liegen. Die Verstrebung wird, so schnell als es nur geschehen kann, durch gemauerte Widerlager ersetzt. Ist diese Mauerung bis auf circa 0.75^m unter Kämpferhöhe heraufgeführt, so wird das noch auf den Dielen ruhende Gewölbe gegen diese Mauerung abgezogen und hierauf der noch zwischen Widerlager und Ziegelgewölbe verbleibende Zwischenraum in Längen von circa 1/3^m ausgemauert, nachdem auf diese Strecke der Dielenboden weggesägt worden ist. Die Arbeit ist nun so weit vorgeschritten, dass das Gewölbe, in Strecken variierend von 2 bis 4^m, abwechselnd je vom gemauerten Widerlager oder von der noch wegzuräumenden Erde gestützt wird, und nun erst werden diese stehengebliebenen Erdkerne nach vorheriger Zimmerung weggeräumt und auch diese Strecken aufgemauert.“

Fast alle Tunnels sind mit Verkleidung versehen, weil eben die Verwitterbarkeit des Felsens auch dort, wo er widerstandsfähig war, selbes nothwendig machte.

Als Schutz gegen Verwitterung dient alsdann ein Verkleidungsmauerwerk von circa 0.40^m Stärke. Bei weniger widerstandsfähigem Gebirge ist diese Stärke erhöht, und zwar stufenweise auf 0.54, 0.67, 0.82, 0.96 bis 1.06^m. Es ist diese Progression durch die Dimensionen der Backsteine bestimmt, die, wie erwähnt, durchwegs zu den Gewölben angewandt wurden. Der Kalkgehalt des Mörtels variierte von 400 bis 450^{kg} per Kubikmeter Sand, mit welcher Quantität 7^{km} Mauerwerk herzustellen waren. Die durch Abstürze hervorgebrachten hohlen Räume wurden meistens durch trockenes Mauerwerk (Steinpackung) ausgefüllt und soweit als möglich die hintere Seite der Mauerung mit Cement verputzt, um das nirgends fehlende Wasser nur durch die in den Entwässerungscanal mündenden Spundlöcher abfließen zu lassen. Dieser Canal hat seinen Platz an der Bergseite und ist, wo nicht ausserordentliche Verhältnisse anders verlangen, von 0.40^m Breite und 0.75^m Höhe, gedeckt durch grosse Sandsteinplatten von 0.12^m Stärke, die aus den Triester Steinbrüchen genommen wurden.

Alle 50^m wurden auf der Thalseite Nischen angebracht, von den Dimensionen: Breite = 1.80^m, Höhe = 2.10^m.

An etlichen Stellen machte sich der grosse Druck durch feine Risse in den Mörtelfugen bemerkbar. Um für die Grösse dieses Druckes ein, wenn auch sehr schwebendes Kriterium zu erhalten, wurden zwischen den Wänden horizontale Balken eingespannt und die Grösse des Druckes nach dem helleren oder dumpferen Tone geschätzt, den diese Hölzer von sich gaben, wenn mit einem Hammer daran geklopft wurde. Es ergab sich jedoch, dass, wenn auch an etlichen Stellen bei frischem Mauerwerk eine Tendenz zur Bewegung vorhanden war, selbe durch das Erhärten des Mörtels meist bezwungen wurde.

Der Umstand, dass die Tunnels fast alle die Lehnen schief durchschneiden, machte häufig nothwendig, die Portale mit bedeutenden künstlichen Tunnels zu sichern. Das dabei benützte

Profil ist überall gleich und auf Blatt 21 ersichtlich. Was den längsten der Tunnels, die „Galleria di San Rocco“, betrifft, so hat derselbe bei einer totalen Länge von 665.45^m eine solche künstliche Verlängerung von 41.80^m beim Südportal und 9.50^m an der Nordmündung.

Angesichts der kurzen Bauzeit wurden bei diesem Tunnel zwei Seitenstollen angewandt von der Länge von 45 und 48^m. Nach erfolgter Benützung wurden dieselben im ausgezimmerten Zustande ihrem Schicksale überlassen.

Zu den schwierigsten Tunnels gehörten die beiden „Galleria prima e seconda Ponte di Muro“ mit 333 und 360^m Länge. Das Gestein war hier so hart, dass daselbst 3000^{kg} Dynamit und 2000^{kg} Pulver verbraucht worden sind, und wurden allein zur Herstellung und Reparatur der Werkzeuge an 10.000 Frs. für Kohlen verausgabt. Ausserdem wurde die Arbeit vielfach durch den grossen Wasserzuzfluss erschwert, an dessen Bewältigung stets Pumpen arbeiten mussten.

Für Sprengungen wurde im Allgemeinen das Pulver bevorzugt, weil es sich in dieser Gesteinsart vortheilhafter erwies; jedoch hinderte vielfach die Feuchtigkeit dessen Anwendung. Das gesammte Explosiv-Material wurde aus Italien bezogen, weil, wenn auch der Preis hoch war, die Waare sich vorzüglicher erwies, als fremdes Fabricat.

Der natürliche Luftwechsel reichte überall aus, und war nirgends ein Bedarf an Ventilatoren.

Für die Tunnelportale wurde das auf Blatt 21 dargestellte Normale innegehalten. Die nicht geringe Quantität von behauenen Steinen in grossen Blöcken zu 0.25 bis 0.80^{km} steigt auf 25.30^{km}. Die Füllungen bestanden aus Quadern. Ausserdem wurde das Nordportal der „Galleria di San Rocco“, als letzter Tunnel auf italienischem Boden, mit dem sehr schön aus Veroneser (gelbem) Marmor gearbeiteten Reichswappen geschmückt.

Betreffs der Kosten lassen sich keine Durchschnittspreise angeben, indem für jeden Tunnel für den Aushub ein eigener Preis bestimmt wurde, welcher zufolge der Bodenbeschaffenheit sehr variabel war. — Es möge statt dessen folgendes Beispiel angeführt werden:

Im Tunnel „San Rocco“ wechseln 23mal die Mauerstärken 0.67^m, 0.82^m, 0.96^m ab. Nimmt man 0.82^m als mittlere Stärke an, so kommt per laufenden Meter:

Aushub eines Profils von 34.07 ^{qm} , entsprechend einer Verkleidung von 0.40 ^m Stärke, per laufenden Meter	400.00 Lire
Idem 7.15 ^{km} , entsprechend einer Ausmauerung von 0.82 weniger oben gerechnete 0.40, à Kubikmeter 15 Lire	107.25 "
Mit selbem Preise werden auch die Einstürze und Unregelmässigkeiten des Aushubes ersetzt.	
Entwässerung für das Profil von 34.07 ^{qm} per laufenden Meter 35.0 Lire	35.00 "
Für ein Profil, grösser als 34.07 ^{qm} , per Kubikmeter 1.0 Lire, somit hier	7.15 "
Zimmerung des Profils von 34.07 ^{qm} per laufenden Meter	175.00 "
Idem für ein grösseres Profil per Kubikmeter je 5.0 Lire, also 7.15 × 5	35.75 "

Fürtrag 760.15 Lire

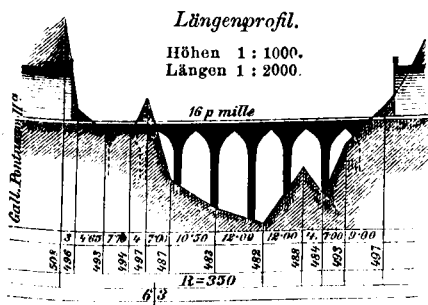
Uebertrag 716.15 Lire

Beton à 400 ^{kg} Kalk je nach Bedarf per Kubik-Meter 26.20 Lire.	
Ziegelmauerung für den Wasserabzugs canal à Kubik-Meter 62.65 Lire, somit 0.17 ^{kbm} × 62.65 Lire	10.65 „
Trocken-Mauerwerk je nach Bedarf zur Ausfüllung von Hohlräumen per Kubik-Meter 14.80 Lire.	
Ansichtsfläche von irregulärer Mosaik (Seite des Wasserabzugs-Canales) 0.75 ^{qm} à 2.50 Lire	1.88 „
Idem aus irregulärem Schichten-Mauerwerk auf der Bergseite von Schienenhöhe bis 2 ^m oberhalb, auf der Thalseite vom Fundament bis 2 ^m über Schienenhöhe 4.50 ^{qm} à 6.0 Lire	27.00 „
7.28 ^{kbm} Ziegelgewölbe à 67.45 Lire	491.04 „
1.82 ^{kbm} Gewölbe aus Stein (Quadern) von 2.00 ^m bis 3.00 ^m über Schienenhöhe à 71.05 Lire	129.31 „
2.26 ^{kbm} gerades Steinmauerwerk (irreguläre Quadern) zu Widerlagern à 27.10 Lire	61.25 „
2.11 ^{kbm} gekrümmtes Steinmauerwerk (irreguläre Quadern) zu Widerlagern à 33.90 Lire	71.53 „
1 ^{qm} Sandsteinplatte à 0.12 ^m Dicke	15.00 „
Cementverputz 0.75 ^{qm} beim Entwässerungscanal à 0.60 Lire	0.45 „
1.88 ^{kbm} Schotter, geworfen, à 6.50 Lire	12.22 „
Summa	1580.48 Lire

Hiervon sind in Abzug zu bringen 23.75% obiger
 Summe als Abschlagsgebot 375.36 Lire
 1 laufender Meter Tunnel 1205.12 Lire

Viaduct „Pontuzzo“.

Zwischen den beiden Tunnels „Galleria secunda Pontuzzo“ (57^m) und „Prima Ponte di Muro“ (333^m) öffnet sich eine Art Schlucht mit fast senkrechter Wand im Hintergrunde, die bis circa 100^m über die unten fließende Fella emporragt. Die Bahn befindet sich hier etwa 45^m über der Thalsohle. Diese Wand musste fast bis oben hinauf angeschnitten werden. Wo aber das Gestein sich als tragfähig



erwies, wurde unter der Unterbauhöhe nur, was verwittert war, weggeräumt, und so ist es gekommen, dass dieser Viaduct, einzig in seiner Art, die ersten 2 1/2 Bögen gegen Udine von nur circa halber Breite hat. Während somit ein Rad schon am Viaducte fährt, befindet sich das andere noch im Felsenschnitte. Wenn man bedenkt, dass diese Schlucht so wild war, dass sie bei der Tracirung nur mit Lebensgefahr betreten werden konnte, so muss man um so mehr, als der Viaduct im Bogen von 350^m Radius liegt, der Präcision der Ausführung volle Anerkennung zollen. Später hat freilich durch Ausfüllung mit Aushubmaterial aus den Tunnels der Riss viel von der ursprünglichen Wildheit verloren. Es wird aber die Situation durch den Umstand charakterisirt, dass die Bauleitung glaubte, diesem Viaducte eine etwas übernormale Breite geben zu müssen, um ihn gegen etwaiges Abstürzen von Felsblöcken oder Lawinen durch Aufstellung eines

eisernen Daches schützen zu können. Zwar hat sich diese Nothwendigkeit bisher noch nicht geltend gemacht, doch bleibt sie nicht ausser dem Bereiche der Möglichkeit.

Die Bögen des Viaductes sind durchgehends in Backsteinen gewölbt; der Rest des Mauerwerkes besteht aus Bruchsteinen und Quadern. Circa alle 2^m in der Höhe sind die Pfeiler durch eine durchgehende Quaderschichte ausgeglichen, um einem ungleichmässigen Setzen vorzubeugen. Die übrigen Modalitäten der Ausführung ergeben sich aus den Zeichnungen. (Blatt 22.)

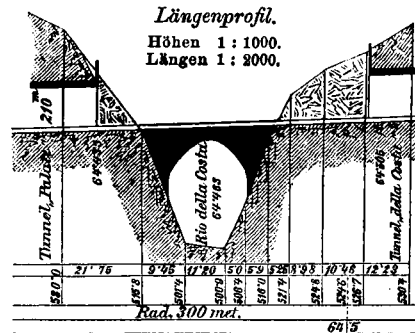
Die ungleiche Höhe der Kämpfer ist eine Folge der Steigung von 16‰.

Die schlanken Formen des in grosser Höhe an der steilen Wand angeschmiegt Viaductes und die Wildheit der Scenerie machen dieses Object zu einem der malerischsten der ganzen Strecke.

Die Kosten des Bauwerkes belaufen sich auf 61.034.72 Lire nach Abzug des Abgebotes.

Brücke über den „Rio della Costa“.

Nur wenige Meter trennen die Tunnels „Palate“ (210^m) und „Rio della Costa“ (132^m), aber durch diesen Riss hindurch drängt sich der Gebirgsbach „Rio della Costa“. Durch die Verwitterbarkeit des Gesteins und das Ungestüm des Wildwassers ist es im Laufe der Zeit möglich gewesen, dass sich hier eine Schlucht von circa 17^m Tiefe gebildet hat. Die mit der Bahn parallel laufende Landesstrasse übersetzt dieses Gewässer mittelst einer gewölbten Brücke von 18^m Lichtweite. Angesichts der Tragfähigkeit des Gesteines und der Steilheit der Ufer ist für die Bahn ein Brückengewölbe von 22^m lichter Weite, auf 4.40^m Pfeil angeordnet worden, weil durch eine so grosse Weite sich eine Ersparniss an Mauerwerk für die Widerlager ergab. Es dürfte etwas Ungewöhnliches sein, eine so grosse lichte Weite bei einem Stichbogen aus Backstein zu finden. Es hat sich auch der Druck durch Absplittern der Backsteine am Intrados des Gewölbes merkbar gemacht; doch ist im Ganzen die Construction als gelungen zu betrachten. Die Gewölbstärke ist jedoch sehr bedeutend. Für je ein 1/6 des Bogens, vom Auflager angefangen, sind die Stärken 1.20, 1.06, 0.96^m; die sichtbare Gewölbstärke dagegen hat durchwegs nur 0.82^m. Gegen den sonstigen Usus ist diese Brücke, obwohl im Bogen von 300^m Radius gelegen, gerade ausgeführt, wobei es nöthig wurde, ihr eine der Chorda des Bogens entsprechende Verbreiterung von 0.28^m zu geben.



Die Totalkosten der Brücke betragen 27.353.03 Lire.

Bahnwärterhäuser.

Blatt 21 zeigt unter Anderem die Foundation eines Bahnwärterhauses auf Backsteingewölben, so wie sie in Anschließungen ausgeführt wurde. Im Einschnitte bei einigermaßen guter Bodenbeschaffenheit wurde das Fundament weit weniger tief und massiv gemacht. Die weitere Anordnung der Wärterhäuser erfolgt aus den Figuren auf demselben Blatte. Es ist jedoch zu bemerken,

dass von den Localitäten nur je eine von den unteren und oberen Kammern von einer Wärterfamilie bezogen werden darf; die anderen bleiben zur Unterbringung der sogenannten fliegenden Compagnien der Bahnunterhaltung, wenn nicht speciell anderwärtig darüber disponirt wird.

Die Gesamtzahl der auf die 68.3^{km} fallenden Wärterhäuser ist 75; jedoch ist zu berücksichtigen, dass hierin auch die an der Ein- und Ausfahrt der Stationen befindlichen eingezählt sind. Die äusseren Wände sind aus Bruchstein-Mauerwerk, die inneren aus Ziegeln. Die ersteren sind jedoch alle 0.50^{m} in der Höhe durch zwei Backsteinschichten ausgeglichen. Fenster- und Thürrahmen, sowie auch das anspruchslose Gesims zwischen den Stockwerken sind aus Tufstein. Das Ziegeldach ruht auf Bretterverschalung. Auf Blatt 21 sind auch die sehr einfachen hölzernen Verzierungen zu ersehen, welche zeigen, mit wie wenig Mühe und Kosten ein sich durch Schönheit der Formen nicht auszeichnendes Bauwerk sich doch einigermaßen verbessern lässt.

Die Gesamtkosten eines innen wie aussen verputzten normalen Wärterhauses belaufen sich auf circa 4750 Lire. Wenn die Bodenbeschaffenheit die Herstellung eines Brunnens für Trinkwasser nicht gestattete, so wurde das Regenwasser gesammelt und in eine Cisterne geleitet, deren Ausführung aus Blatt 21 zu ersehen ist. Boden und Wände sind aus Beton geformt; die Kuppel besteht aus Ziegelmauerwerk. Das von den Dachrinnen gesammelte Regenwasser wird durch einen in Ziegel gemauerten Canal mit Betonboden in die Cisterne geleitet, und zwar passirt dabei das Wasser ein Filter aus Holzkohlen.

Gerüste.

In Anbetracht der Natur des wie Cement wirkenden Palazolo-Kalkes wurden von der Bauleitung fast durchwegs stehende Lehrgerüste angeordnet; nur für die vier Bögen des Viaductes bei Ponte di Muro wurde eine Ausnahme gemacht. Die grosse Höhe und der Umstand, dass die Landesstrasse durch den letzten Bogen gegen Pontebba durchführt und nicht versperrt werden durfte, entschieden hier für die Annahme eines hängenden Gerüsts. (Fig. 2, Blatt 24.) Dasselbe wurde gestützt durch ein Sprengwerk, das auf Consolen ruhte, die aus 0.45^{m} hervorragenden Quadern bestanden, und ausserdem gelagert auf das Kämpfergesimse, welches erst später ausgemeiselt wurde. Die genannten Consolen blieben unberührt und dienen wirklich als eine Art Zierde.

Alle diese Gerüste sind übermässig stark, und eine Besichtigung der benützten Holztheile zeigte durchwegs keine Spur von dem Einflusse des Druckes. Nur bei den Gerüsten für den Viaduct bei Ponte di Muro haben die Stirnflächen der Streben deutliche Eindrücke hinterlassen. Jedoch ist es möglich, dass diese Spuren des Druckes auf eine durch die grosse Eile verursachte nicht ganz exacte Arbeit zurückzuführen sind. Gegen das vorwiegend angewendete fächerförmige System ist zu bemerken, dass selbes in der Längsrichtung nicht absolute Stabilität erwies. Diese Wahrnehmung machte man wenigstens bei Herstellung des Gewölbes über den „Rio Costa“, wobei allerdings zu bemerken ist, dass die Herstellung des Bogens mit grober Unvorsichtigkeit geschah, theils dadurch, dass das Mauerwerk nicht beiderseits gleichmässig vorschritt, theils dadurch, dass das Gerüst mit sogar 2000 Ziegeln mehr, als zur Mauerung nöthig, belastet wurde. Eine spätere Anwendung desselben Systemes beim Viaduct Osvaldo (enthaltend eine eiserne Brücke von 45^{m} und beiderseits einen Bogen von

16^{m} Spannweite bei 4.00^{m} Pfeil) unter ungünstigeren Umständen, aber mit Beachtung aller Vorsicht ergab ein zufriedenstellendes Resultat.

Als Regel für die Periode des Ausrüstens, was mit Keilen geschah, war vorgeschrieben, den Bogen so viele Tage mehr einem eingerüstet zu lassen, als das Gewölbe Meter Lichtweite hatte. Das Gerüst der Brücke über Rio della Costa blieb somit $1 + 22 = 23$ Tage unberührt stehen. Dass sich dennoch überall haarfeine Risse in der Bruchhöhe zeigten, war bei einem solch' weit gespannten Gewölbe zu erwarten und auch kaum zu vermeiden; dieselben ziehen aber weiter keinen Nachtheil mit sich.

Die Senkungen der Scheitel entsprachen völlig dem vorausgesehenen Maasse, und war schon bei der Herstellung der Gerüste dafür Rechnung getragen. Es betrug z. B. bei der oben genannten Brücke über Rio della Costa die totale Senkung des Scheitels 4^{cm} .

Viaduct bei Ponte di Muro.

Schon zu Ende des Sommers 1878 war die ganze Strecke vollendet; nur bei Ponte di Muro, wo der Fellastrom, eingeeengt zwischen fast senkrechten Wänden, übersetzt werden musste, gähnte eine noch unberührte, circa 200^{m} weite Kluft. — Der Grund hiervon war im Verzuge der Uebergabe des Projectes zu suchen. Es unterliegt in Italien jede Brücken-Construction von über 9.99^{m} lichter Weite der speciellen Genehmigung seitens des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten. Durch diesen Umstand erklärt sich die grosse Anzahl Brücken von 9.50^{m} , auch sogar 9.80^{m} lichter Weite dieser Linie, indem man so den Verzug, den diese Genehmigung mit sich führt, möglichst zu umgehen suchte.

Die Bauleitung legte anfangs dem Ministerium zwei Projecte vor. Das eine bestand aus einem Riesenbogen von 60^{m} lichter Weite aus Ziegeln mit seitlichen Fluthöffnungen. Dieser Entwurf wurde aber aus folgenden Gründen nicht weiter behandelt: 1. schien er für solches Material etwas zu gewagt; 2. erregten die Kosten für Gerüste, die jedenfalls ausserordentlich hoch ausfallen mussten, Bedenken; 3. schien es wegen der zu befürchtenden Stauung des Wassers nicht rätlich, den mittleren freien Raum auf 60^{m} einzuschränken; ein Bedenken, vollauf begründet durch den Umstand, dass der Niveau-Unterschied zwischen Hochwasser und Niederwasser 6.0^{m} beträgt.

Der zweite Entwurf bestand aus einer durchgehends eisernen Construction. Drei Träger à 75^{m} , gestützt von zwei eisernen Mittelpfeilern auf gemauerten Sockeln, sollten die ganze Schlucht überbrücken. Dieses Project wurde ebenfalls verworfen, weil, wie es kurzweg hiess, dasselbe der Localität nicht angepasst sei. Ein späterer dritter Entwurf wurde schliesslich angenommen. Selber umfasst eine mittlere eiserne Construction von 72^{m} lichter Weite an welche sich auf jeder Seite zwei Bögen, halbkreisförmig mit 9^{m} Radius gewölbt, anschliessen. — Indessen war die Zeit verstrichen und erst Ende September 1878 konnte die Inangriffnahme des Baues eingeleitet werden; aber da es ohne entsprechende Vorbereitungen nicht möglich war, dieselbe mit voller Kraft zu betreiben, so war der Bau Ende October, wo die Mauerung wegen Frost eingestellt werden musste, sehr wenig vorgeschritten. Die Unternehmung benützte den Winter zur Herbeischaffung und Bearbeitung der erforderlichen Bausteine, so dass, als Anfangs April 1879 wieder mit der Mauerung begonnen werden konnte, das ganze erforderliche Material beisammen war. In der That

thürmten sich die Steinhaufen auf dem beschränkten Raume so auf, dass der Verkehr auf der Landesstrasse, die jetzt von einem der Seitenbögen überspannt wird, wesentlich bedroht schien. Jedoch mussten hier die Behörden ein Auge zudrücken, weil eben der Platz sehr beschränkt und die Eile gross war.

Nun kam man aber erst zu der Erkenntniss, was an Zeit verloren gegangen; denn mit Oesterreich war schon früher abgeschlossen worden, die Bahn Ende Juli dem Betriebe zu übergeben, und musste sonach der ganze Viaduct in weniger als vier Monaten vollendet werden.

Zudem weigerte sich die Unternehmung (Marsaglia, unter Direction Agostinetti), mit den bisherigen Preisen weiter zu arbeiten. Der absolute Mangel an Zeit, eine neue Ausschreibung zu machen, besonders wo in Italien die dabei zu erfüllenden Formalitäten sehr zeitraubend sind, nöthigte die Regierung, mit der strikenden Unternehmung zu verhandeln. Um sich die Unannehmlichkeit eines Verzuges in der Eröffnung der Linie, an der schon sieben Jahre gebaut worden war, zu ersparen, musste die Regierung folgende Concessionen einräumen: 1. Aufbesserung der Preise; 2. Zusicherung einer Prämie von 50.000 Lire; 3. eine Tagesprämie von 1500 Lire für jeden Tag früherer Vollendung als der contractlich bestimmte Termin vom 15. Juli 1879. Dagegen verpflichtete sich die Unternehmung, für jeden Tag Verspätung 1000 Lire Strafe zu bezahlen. Von nun an wurde die Arbeit mit Anspannung aller Kräfte betrieben. Aber abgesehen von dem wenig zulässigen Principe, derartige Mauerkörper in solcher Eile herzustellen, bezweifelten auch Sachverständige die Möglichkeit des Gelingens des Vorhabens. Es war gewiss auch für solch' eine kurze Periode die Herstellung von 9000^{k^{bm}} Aushub, von 5400^{k^{bm}} Bruchsteinmauerwerk mit 3000^{□^m} Façadefläche, von 4 kolossalen Gewölben mit zusammen 600^{k^{bm}} Ziegelmauerwerk keine Kleinigkeit; zudem wenn man bedenkt, dass theils durch Beschaffenheit der Localität, theils durch die Art der Arbeit es nur möglich war, mit einer beschränkten Arbeiterzahl vorzugehen. Dazu gesellte sich als neues Uebel die regnerische Zeit. Einmal wurde sogar von dem stark angeschwollenen Fellastrome eine Dienstbrücke völlig weggerissen, und wenig fehlte, so wäre auch ein Locomobil demselben Schicksale verfallen. Wer einen geschickten Maurer arbeiten gesehen hat, wird bemerkt haben, wie die Leute zu arbeiten wissen, ohne den Mörtel mit den blossen Händen in Berührung zu bringen; sind aber die Hände nass, so greift der Kalk viel heftiger an, und die geringste Ungeschicklichkeit genügt, um die Hände ganz wund zu bekommen. Hier bei andauerndem Regen hatten die Leute sehr davon zu leiden. Um sie einigermaßen zu schützen, wurde öfters Segeltuch über die Arbeitsplätze gespannt und den Arbeitern Wasserröcke aus geölter Leinwand gegeben. An der Mauerung konnte natürlich Nachts nicht gearbeitet werden. Nur bei der Erdarbeit und Betonirung wurde mit Hilfe von Fackeln gearbeitet, und zwar zeigte sich hierbei die Ueberlegenheit der sogenannten Petroleumfackeln der Fabrik Epstein in Wien gegenüber Pechfackeln, theils durch ruhigeres und bei weitem helleres Licht, theils dadurch, dass sie keine Pflege erforderten und auch gleichzeitig weniger theuer fielen.

Zuletzt drohte noch in der letzten Stunde ein Elementarereigniss alle Mühe zu vernichten. Die beiden Lehrgerüste auf der Südseite waren eben aufgestellt worden, jedoch erst halb gesichert und unbelastet, als ein cyclonenartiger Sturm losbrach.

Dielen von 4^m Länge und 4^{cm} Stärke wirbelten wie Späne in der Luft. Zum Glücke dauerte er nur kurze Zeit; aber es war eine halbe Stunde banger Erwartung; denn so stark die Lehrbögen auch waren, so schien es doch nicht möglich, dass sie einem solchen Anpralle widerstehen könnten. Wenn man bedenkt, dass diese Gerüste eine Höhe von 9^m hatten, und dass die Hölzer dem Winde eine nicht geringe Angriffsfläche darboten, so war es wirklich Wunder zu nehmen, dass die Construction diesen Zwischenfall unversehrt überdauerte.

Nach einer Periode fieberhafter Anstrengung war die Unternehmung in der Lage, den ganzen Koloss der Mauerung schon am 23. Juni, also 23 Tage vor dem Termine, als fertig zu übergeben. Sie sicherte sich dadurch eine vertragsmässige Prämie von 84.500 Lire.

Indessen waren neue Schwierigkeiten erwachsen. Es handelte sich um Fertigstellung der eisernen Construction. Die obenerwähnte Unternehmung hatte sich zwar erbötig gemacht, selbe in 90 Tagen nach Uebergabe des Projectes fertig aufgestellt zu liefern; jedoch wäre man so besten Falles in die Mitte August gekommen, und der Direction schien nur das Eine klar, dass man unter allen Umständen Mitte Juli schon die Strecke befahren musste. Ausserdem hätte man in diesem Falle an ausländische Fabriken recurriren müssen, und da der italienischen Regierung viel daran gelegen ist, die einheimische Eisenindustrie nach Kräften zu unterstützen, so wurde obiges Anerbieten nicht angenommen, um so weniger, als die Bauleitung, obwohl vielleicht mit Unrecht, einer so in Eile zusammengestellten Construction nicht genügende Sorgfalt der Arbeit zuerkennen wollte.

Es blieb demnach nichts Anderes übrig, als zu einem Provisorium Zuflucht zu nehmen.

Man überlegte folgendermassen: Zur Aufstellung der Eisen-Construction ist doch ein Gerüst nöthig; man mache dies um so viel stärker, dass dasselbe zugleich als provisorische Brücke dienen kann, und stelle es in entsprechender Art und Weise her, dass der Betrieb durch die Montirung der definitiven Brücke nicht gestört werde. In diesem Sinne wurde nun auch ein Contract mit einer Fabrik in Castellamare abgeschlossen, wegen Herstellung sowohl des Gerüstes als auch der Eisenconstruction; ersteres sollte Anfangs Juli, letzteres Ende November fertig sein.

Wenn schon aus dem bisher Erwähnten verschiedene Missstände und Unzukömmlichkeiten hervorleuchten, welche hauptsächlich dem schleppenden Geschäftsgange zur Last gelegt werden müssen, so gilt dies in erhöhtem Maasse von jener administrativen Verfügung, welche zur Folge hatte, dass das Gerüst, welches Ende November 1879 durch den eisernen Träger hätte ersetzt sein sollen, noch bis Ende Mai 1880 Dienste leisten musste. Dass dies überhaupt möglich gewesen ist, verdankt man einzig und allein nur dem Umstande, dass in dieser Periode keine Hochwässer eintraten. Die Hochwässer von den Jahren 1824, 1837, 1848 und 1851 hätten, nach ihren Spuren zu urtheilen, sicherlich von dem Gerüste keinen Pfahl mehr aufrecht gelassen. Es war sonach einzig dem Zufalle zu verdanken, dass der Verkehr nicht unterbrochen worden ist.

Die Werkstätte bei Castellamare, die mit der Ausführung der eisernen Construction betraut war, forderte den obersten Administrationsrath angesichts der dringenden Nothwendigkeit, das Gerüst baldigst überflüssig zu machen, auf, seine Zustimmung dazu zu geben, dass die Eisenbestandtheile per Bahn transportirt

werden, was nur circa 5000 Lire Mehrkosten verursacht hätte, die alsdann der Fabrik zu ersetzen gewesen wären. Der Administrationsrath fand sich jedoch nicht bewogen, auf diesen Antrag einzugehen. Indessen hatte die Fabrik, ohne die Zustimmung abzuwarten und auf jeden Fall hin einer bejahenden Antwort entgegensehend, schon einen Theil der Construction sofort per Bahn transportiren lassen. Der Rest aber wurde nun nach herabgelangter Entscheidung auf ein Schiff verladen, das von Neapel im Juli absegelte. Schwer von Wind und Wellen mitgenommen, kam dieses hart geladene Schiff in Messina in einem Zustande an, der die Nothwendigkeit ergab, das Schiff zu docken und durchgreifenden Reparaturen zu unterziehen. Aber auch die weitere Fahrt war nicht vom Glücke begünstigt. Nach Malta verschlagen und hierauf in Corfu von ungünstigen Winden zurückgehalten, erfolgte die Ankunft des Schiffes in Venedig erst am 30. März 1880, nachdem in letzter Zeit bereits alle Nachrichten ausgeblieben waren und sich das Gerücht verbreitet hatte, das Schiff sei eine Beute des Meeres geworden.

Dem Bestreben, eine Ersparniss von 5000 Lire zu erzielen, war es demnach zu verdanken, dass die Aufstellung der Brücke um sechs Monate verzögert wurde, und dass während dieser Zeit der Betrieb nur durch die Gunst des Zufalles weitergeführt werden konnte.

Indessen möge erwähnt werden, wie Bahnerhaltung und Betrieb ihr Möglichstes thaten, um einen Unfall zu verhüten. Die von Udine herkommenden Züge konnten — da die Brücke nicht mit den definitiven 75 Tonnen schweren Sigl'schen Maschinen befahren werden durfte, sondern nur mit kleineren von 58 Tonnen — anbetrachts der grossen Steigung von 16‰ es mit den schweren Zügen freilich zu keiner grossen Geschwindigkeit bringen, und genügte hier die Aufforderung zu grösster Vorsicht. Anders verhielt es sich aber mit den hinabgehenden Zügen, die allzu leicht in übergrosse Geschwindigkeit gerathen.

Hier war nun an dem Nordportal des Tunnels „Ponte di Muro Nr. 2“ (360^m Länge), der sich ebenso nahe an das nördliche Ende des Viaductes schliesst, wie an das südliche der Tunnel „Ponte di Muro Nr. 1“ (333^m), zur Erinnerung des Maschinenführers eine grüne Fahne, respective Nachts eine grüne Laterne angebracht. „Am Ende des Tunnels anhalten, den Wärter aufsteigen lassen, in Schritt hinüberfahren und am anderen Ufer wieder halten, damit der Wärter absteigen kann“, hiessen die speciellen Vorschriften, die durch dieses Signal in Erinnerung gerufen werden sollten. Die ganze Anordnung zielte dahin, den Maschinenführer zu zwingen, langsam über das Gerüst zu fahren, und hat sich auch selbe gut bewährt. Nur ein einziges Mal trat der Fall ein, dass ein Zug durch die Bremsen nicht mehr aufzuhalten war und erst in der zweiten Station, 12^{km} weiter, zum Stehen gebracht werden konnte.

Indessen hatte schon mit beginnendem Herbste das reisende Wasser der Fella in so bedenklicher Weise angefangen, die eingerammten Pfähle zu unterspülen, dass es dringend nöthig wurde, Massregeln dagegen zu ergreifen. Diese bestanden ganz richtig in der Herstellung eines Wehres unterhalb des Gerüstes; als dasselbe aber aus Holz und 1^{km} grossen Felsenblöcken Ende December fertig geworden war, hatte man dafür schon 10.300 Lire ausgegeben. Mit dem Nahen des Frühjahres begann die Bauleitung gegen die Hinlänglichkeit dieses Mittels Zweifel zu hegen, und schon sann man auf weitere Schutzvorkehrungen, als die An-

kunft der eisernen Construction diese Sorge überflüssig machte. Man konnte nun hoffen, das Gerüst Mitte Mai ausser Dienst stellen zu können.

Die Situation des Viaductes ist in der That eine sehr schwierige. Die ganze Länge des Thalüberganges misst 227^m, der Maximal-Höhenunterschied zwischen Schiene und Strombett beträgt circa 40^m. Von der Mitte des Tunnels „Ponte di Muro Nr. 1“ (333^m) zieht sich eine Curve von 400^m Radius über den ganzen linksseitigen Mauerkörper bis auf das Pfeilerwiderlager; darauf folgt eine kurze gerade Strecke von 80·38^m und schon am rechtsseitigen Pfeilerwiderlager fängt eine Gegencurve von 380^m Radius an, die sich wiederum bis in die Mitte des folgenden Tunnels, „Ponte di Muro secunda“ (360^m), ausdehnt.

Die Pfeiler und Bogenfüllungen bestehen aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung; jedoch ist für diese Quadern eine Minimalhöhe von 0·40^m und eine Tiefe von 0·50^m vorgeschrieben. Die grossen Pfeilerwiderlager haben einen besonderen Sockel, dessen sichtbare Ecken mit einer kräftigen Rustik versehen sind. Ein rohes Gesimse aus weissem Puddingstein trennt diesen Sockel vom eigentlichen Pfeilerschaft, bei dem die Ansichtsflächen aus dunklem Gesteine bestehen. Der innere Kern des Pfeilers ist aus Beton gebildet, fast bis dicht unter die Auflagerhöhe. Es mag beim ersten Anblicke vielleicht als nicht zweckmässig erscheinen, zwei sozusagen getrennte Mauerkörper aus Stein und Beton herzustellen, ohne einen wirklichen Verband beider; bedenkt man aber die vorzüglichen Eigenschaften des angewandten Kalkes und den eigentlichen Zweck dieses Kerns, so lässt sich gegen diese Construction nichts einwenden. Es ist nämlich bekannt, dass bei Herstellung eines solchen Mauerkolosses im Innern nicht immer mit nöthiger Sorgfalt gearbeitet wird, zumal nicht bei vorhandener Eile. Hier aber hatte der Arbeiter auch noch diese innere Pfeilerfläche herzustellen, und war hierdurch gehindert, „ad libitum“ vorzugehen. Bedenkt man ausserdem die grössere Leichtigkeit, Beton herzustellen gegenüber Bruchsteinmauerwerk, und dass beide Mauerungsarten gleichmässig vorschritten, so wird jedes Bedenken fallen und die Construction sogar zu loben sein.

Für die Mörtelmischung war bestimmt: 400^{kg} Kalk per Kubik-Meter Sand, mit welcher Mörtelquantität 7^{km} Mauerwerk herzustellen waren.

Die Bögen, von durchwegs 0·96^m Gewölbstärke, bestehen aus Backsteinen, die mit besonderer Sorgfalt ausgewählt wurden. Das zwischen dem Gewölbs-Anlauf und Kämpfer eingeschobene Stück gerade Ziegelmauerwerk hat seine Berechtigung theils durch die Steigung, theils aus ästhetischen Gründen, weil bei solcher Höhe selbst der Halbkreisbogen, ohne eine solche künstliche Ueberhöhung, elliptisch erscheint. Die obere Fläche des Gewölbes wird durch eine Cementabdeckung gegen das Durchdringen des Wassers geschützt, und für den Wasserabfluss sorgt zwischen den Bögen ein gusseisernes Rohr mit Aufsatzkuppel, so wie in Fig. 3. Blatt 24 dargestellt. Durch eine kleine Steinschüttung wird dieser Aufsatz gegen Verstopfung geschützt. Der ganze Mauerkörper wird durch eine mächtige Deckschichte aus Puddingstein abgeschlossen und bildet gleichzeitig diese etwas hervorspringende Schichte ein anspruchsloses Gesimse. In diese Deckschichte ist das eiserne Geländer in Blei eingegossen; nur auf den grossen Pfeilern und Widerlagern ist eine Brustwehr aus je einem Blocke gebildet.

Die ganz enormen Auflagersteine für die Eisenconstruction sind aus hartem Sandstein sorgfältigst gearbeitet.

Die doppelte Aufgabe des hölzernen Gerüsts wurde in sinnreicher Art gelöst. Die schienenträgenden Langschwelen des Provisoriums wurden um 0.60^m höher gelegt als das definitive Geleise. Diese Ueberhöhung wurde ausgeglichen durch Schotterrampen, und zwar auf der Südseite durch eine Steigung von 20‰ auf 150^m; auf der Nordseite durch eine horizontale Strecke von 37.50^m. Während somit die Züge oben verkehrten, konnte unten bequem der ganze kastenförmige eiserne Träger aufgestellt werden. Die Anordnung der Jochhölzer war durchwegs eine solche, dass keines dem Gitterwerke hinderlich war, und wo schliesslich an ein paar Stellen durch Differenzen der Ausführung einige Streben weggenommen werden mussten, war die eiserne Construction schon so weit gediehen, dass die Bahn darauf gestützt werden konnte. Von besonderem Interesse ist die Ausrüstungs-Operation, wobei im Ganzen nur drei Züge suspendirt wurden.

Es wurde dabei die ganze obere Etage des Gerüsts weggenommen. Seitwärts von der definitiven Lage des Geleises wurden über den 4.00^m von einander entfernten Querträgern freitragende lärchene Langschwelen gelegt; selbe hatten einen Querschnitt von $\frac{0.40}{0.40}$ und trugen direct die Schienen in dieser provisorischen Lage. Indessen konnte bequem die definitive Bahn in Ordnung gebracht werden. Als diese fertig war, wurden in einer Nacht die oben erwähnten Schotterrampen weggeführt und nun das Geleise in die definitive Lage verschoben.

Das Gerüst, durchwegs aus Föhrenholz, besteht aus neun zur Bahnaxe senkrechten Jochen, welche durch Längen- und Querverstrebung in fünf Etagen eingetheilt sind (siehe Blatt 23 und 24); jedoch ist der erste Querverband, um das Wasser nicht zu stauen, nicht wie die anderen senkrecht zur Bahn, sondern parallel der Stromrichtung angeordnet. (Siehe Grundriss, Blatt 23.) Besondere Acht wurde darauf gegeben, dass kein Stoss der aufrechten Bäume mit einer Etagentheilung zusammenfiel. Ein Umstand, der vielleicht geeignet war, einigen Zweifel in Betreff der Stabilität der Construction wachzurufen, war das absolute Fehlen jedes Diagonalverbandes zwischen den einzelnen Jochen, die somit isolirt dastanden. Schon am 12. Juli 1879 wurde die Brücke der Probelastung unterzogen. Hierzu wurden 17 schwer geladene Schotterwagen und 2 Locomotiven verwendet, und das Resultat fiel glänzend aus; die bleibende Senkung des Gerüsts war unmerklich; wahrgenommen wurden dagegen eine Einbiegung der Felder unter der Einwirkung der Last von 19^{mm} und eine Horizontalschwankung des ganzen Gerüsts von 45^{mm}, als der Probezug mit 20^{km} Geschwindigkeit hinüberfuhr. Nur die absolute Windstille an jenem Tage erlaubte diese letztere Schwankung in der Weise zu messen, dass zwischen den Brückenköpfen ein Kabel gespannt wurde, in dessen Mitte ein grosses Gewicht angehängt war; dagegen stemmte sich ein an dem Gerüste befestigter verschiebbarer Massstab, auf dem abgelesen wurde.

Mit Recht mag dieses die Erwartungen bei weitem übertreffende Resultat als günstig betrachtet werden, um so mehr als die steinige Bodenbeschaffenheit es unmöglich machte, die Grundpfähle tiefer als 2^m im Maximum einzuschlagen, obwohl zum Rammern ein mit Handkraft betriebener Rammklotz von 500^{kg} angewandt wurde und jeder Pfahl mit Stahlschuh versehen war. Das Flussbett enthält aber Blöcke von 1 bis 5^{km}, und wenn der

Pfahl einen solchen Stein traf und selben weder verschieben noch zersplittern konnte, so war natürlich alle Mühe umsonst. Wenn ein Pfahl annähernd bis 2^m eingetrieben war und in den letzten Hitzten à 25 Schläge sich um nicht mehr als 1^{cm} bewegte, so wurde er als gesichert betrachtet. Nur ein Joch musste um einen halben Meter verschoben werden.

Ein Uebelstand, der sich erst später geltend machte, war darin zu suchen, dass die zur Längenversteifung dienenden Balken sich gegen das Mauerwerk stemmten. Nachträgliche theoretische Untersuchungen über die Stabilität des „ex manu“ hingeworfenen Projectes ergaben daran den Mangel, dass die Resultante des Gewichtes des Pfeilers, der zufälligen Last und des Gewölbeschubes sich in bedenklicher Weise der Aussenkante der Basis näherte. Die Richtigkeit dieses theoretischen Resultates bestätigte sich auch in der That dadurch, dass, so lange das günstig wirkende Gewicht der eisernen Construction fehlte und die Mauerung beim Befahren noch halb frisch war, es dem Schube wirklich gelang, den Pfeilerkoloss etwas aus der ursprünglichen Lage zu bringen. Punkte, die sich früher in einer verticalen Linie befanden, wurden bei späteren Untersuchungen nicht im Loth befunden. Aber noch bemerkbarer machte sich diese Bewegung durch eine Hebung des Gerüsts. Die erwähnte Längsverstrebung, von beiden Seiten eingeklemmt, sprengte sich nach oben. Eine Mitte Jänner vorgenommene Untersuchung zeigte durchwegs eine Höhenänderung des Geleises, dessen Scheitel nunmehr circa in der Mitte des Gerüsts befunden wurde, und zwar betrug die Hebung 55^{mm}. Welche kolossalen Kräfte hier im Spiel gewesen waren, geht aus dem Umstande hervor, dass eben dort, wo diese höchste Stelle befunden wurde, beide Schienen auf circa 2^m Länge sich parallel um 25^{mm} seitlich verbogen hatten.

Es wurde jedoch hierin keine dringende Gefahr für den Betrieb gesehen und selber unter Beobachtung aller möglichen Vorsichtsmassregeln weitergeführt.

Man sollte glauben, dass in einem Lande, wie in Italien, wo die Eisenindustrie nicht heimisch ist, die Theorie des Brückenbaues eine sehr entwickelte sein müsse, um, gestützt darauf, mit grösster Sparsamkeit bei den Constructionen vorzugehen. Das ist aber leider nicht der Fall. Mit Vorliebe hält man an den nach altem Schema construirten Gitterträgern fest und erlaubt sich höchstens Variationen in den Querschnittsformen und in der Maschenweite. Es bietet somit das Land sehr wenig in dieser Hinsicht.

Bei der Brücke „Ponte di Muro“ liegt die Bahn oberhalb des kastenförmigen Trägers. Merkwürdigerweise hat man dagegen bei dem Viaducte „Ponte per Aria“, mittelst welchem weiter unten, zwischen den Stationen Chiusaforte und Resiutta, wiederum die Fella mittelst fünf Gitterträgern in der Gesamtlänge von 166.2^m überschritten wird, obwohl hier zwischen Hochwasser und Schienen über 15^m Höhe vorhanden ist, doch die Bahn in mittlere Höhe des Trägers verlegt und überhaupt die Construction so unglücklich gewählt, dass trotz des vielen Materials es nachträglich zur Nothwendigkeit wurde, weitere Versteifungen anzubringen. So vorzüglich die Italiener in Mauerwerk arbeiten, wobei sie sozusagen durch ein statisches Gefühl geleitet werden, so wenig zeichnen sich im Allgemeinen ihre eisernen Constructionen aus. Man betrachte nur den grellen Widerspruch der kolossalen Auflagersteine und die Aermllichkeit des Rollagers (Fig. 8, Blatt 24). Einige weitere Details der Construction werden in der Fig. 7 dargestellt.

Der Gurt (Fig. 4) ist ein Doppel-T-Gurt; zwischen den beiden Stehblechen ist das eine System der Gitterstäbe eingeschaltet, und bestehen diese aus einem (von zwei Winkeleisen und einem Bleche) U-förmig zusammengesetzten Querschnitte; das zweite System umfasst, aus Winkeleisen gebildet, das erstere. Hier, sowie bei sämtlichen hiesigen Constructionen ruhen die Schienen auf eichenen Langschwelen (siehe Fig. 7), die auf den I-förmigen eisernen Längsträgern direct aufliegen.

Am 20. Mai d. J. stand die eiserne Construction freitragend da, und wurde dieselbe einer Probe unterworfen, zu der man zwei Sigl'sche Maschinen sammt Tender à 75 Tonnen Gewicht,

Kopf gegen Kopf gestellt, und eine kleinere Lastzugmaschine à 59 Tonnen benützte. Es ergab sich dabei eine vorübergehende Einsenkung unter Einwirkung der Last von 31^{mm} und eine Horizontalschwankung von 7^{mm}. Wenn eine bleibende Einsenkung nicht wahrgenommen werden konnte, so rührt dies von dem Umstande her, dass über die freitragende Brücke schon vor der Probelastung Züge, wenn auch weniger schwer, gefahren waren, eine Irregularität, die in Folge des Bedürfnisses, den Betrieb nicht zu unterbrechen, zur Nothwendigkeit wurde.

Die Kosten des Viaductes folgen aus nachstehender Tabelle:

Tabelle 1					Tabelle 2				
Bezeichnung der Arbeit	Einheit	Preis Lire	Quantität	Lire	Bezeichnung der Arbeit	Einheit	Preis Lire	Quantität	Lire
1 Steinmetzarbeit in Regie	Stunden	0 45	750 00	337 50	21 Bretter zur Herstellung von Schotter-Rampen	Qdm.	1 15	41 00	47 15
2 Zimmermannsarbeit in Regie	"	0 35	40 00	14 00	22 Bretter zur Herstellung einer provisorischen Wasserleitung	"	2 10	64 00	134 40
3 Beton, 450 ^{kg} Kalk per Kubikmeter Sand	Kbm.	27 90	763 00	21.287 70	23 Eisenbestandtheile	Kg.	0 70	88 00	61 60
4 Beton, 400 ^{kg} Kalk per Kubikmeter Sand	"	26 20	365 00	9563 00	24 Gusseisen (Wasserabflussröhren)	"	0 50	500 00	250 00
5 Beton zur Gewölb-Abdeckung	"	31 40	21 00	659 40	25 Schmiedeisernes Geländer	"	1 25	1300 00	1625 00
6 Ziegelgewölbe	"	69 90	593 00	40.850 70	26 Provisorische Gerüste für Herstellung des Mauerwerkes	Kbm.	4 00	300 00	1200 00
7 Fugenstreichung zum Ziegelgewölbe	Qdm.	1 25	226 00	282 50	27 Provisorische Gerüste grösserer Höhe	"	6 00	4400 00	26.400 00
8 Steinmauerwerk	Kbm.	28 00	5441 00	153.348 00	28 Lehrbögen	Qdm.	22 00	591 00	13.002 00
9 Gerades Ziegelmauerk.	"	60 80	3 50	212 80	29 Verputz verdeckter Flächen	"	0 40	38 50	15 40
10 Irreguläre Quadern	Qdm.	7 50	1393 00	10.447 50	30 Erdaushub	Kbm.	5 25	9426 00	49.486 50
11 Reguläre	"	9 00	2997 50	26.977 50	31 Böhlung	Qdm.	2 00	275 00	550 00
12 Unvollständige Mosaik	"	4 00	97 50	390 00	32 Anschüttung	Kbm.	2 00	800 00	1600 00
13 Behauener Stein localer Natur	Kbm.	92 00	39 00	3588 00	Summa	—	—	—	383.589 05
14 " " " "	"	87 00	20 00	1740 00	Abzug von 23 3/4 % laut Abgebot	—	—	—	91.192 40
15 " Puddingstein	"	136 00	124 00	16.864 00	Rest	—	—	—	292.486 65
16 " Sandstein (Lagersteine)	"	196 00	5 60	1097 60	33 Absolutes Prämium	—	—	—	50.000 00
17 Feinbehauung sämtlicher obiger Steine	Qdm.	2 00	400 00	800 00	34 Tagesprämien für Beschleunigung	Tage.	1500	23	34.500 00
18 Verfüguug des Steinmauerwerkes	"	0 80	600 00	480 00	Totalkosten des Mauerkörpers	—	—	—	376.986 65
19 Verputz der inneren Flächen der Bogenfüllungen	"	0 60	450 00	270 00	35 Kosten des hölzernen Gerüstes (Pauschale)	—	—	—	61.000 00
20 Theerung von Holz	"	0 15	52 00	7 80	36 Kosten der eisernen Construction	Kg.	0 50	280.000 00	140.000 00
Uebertrag	—	—	—	289.218 00	Total-Summe	—	—	—	577.986 65

Beitrag zur Berechnung der elastischen Bogenträger mit Kämpfergelenken.

Von Professor **J. E. Brik.**
(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 19.)
(Schluss.)

IV. Construction der „Kämpferdrucklinie“.

Die von Fränkel und Winkler in die Theorie der Bogenträger eingeführte „Kämpferdrucklinie“ findet bekanntlich vielfach Verwendung zur Ermittlung der ungünstigsten Last-einstellungen, und kann dieselbe als geometrischer Ort der Durchschnittspuncte der Kämpferdrücke für eine fortschreitende Einzelast mit Zuhilfenahme der „Horizontaldruck-Curve“ sehr einfach construirt werden.

Seien ξ und η die Coordinaten eines Punctes der Kämpferdrucklinie, so ist deren Gleichung:

$$\eta = \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{H}} \xi \dots \dots \dots (25).$$

Es geben nun die Ordinaten der Linie Bl , wenn $Al = 1'$ gemacht wird (Fig. 4, Blatt 19), die Grössen der Verticaldrücke für die Einzelast $= 1'$.

Hiernach ergibt sich die Construction der Kämpferdrucklinie aus der Construction des obigen Ausdruckes, wobei die \mathfrak{B} und \mathfrak{H} den Ordinaten der „Verticaldruck-Geraden“, beziehungsweise der „Horizontaldruck-Curve“ entsprechen. Die sehr einfache Construction ist aus Fig. 4, Blatt 19 ersichtlich.

Für $\xi = 0$ ist $\mathfrak{H} = 0$ und $\mathfrak{B} = 1$, mithin

$$\eta_0 = \frac{0}{0} = \mathfrak{B} \frac{d\xi}{d\mathfrak{H}}$$

wo $\xi = 0$ zu setzen ist.

Wird die Tangente an der Horizontaldruck-Curve im Anfangspuncte mit der Kämpferverticalen mit γ bezeichnet, so hat man auch

$$\eta_0 = 1 \cdot \text{tang } \gamma.$$

Umgekehrt kann aus der Kämpferdrucklinie die „Horizontaldruck-Curve“ construirt werden, da aus Gleichung 25) auch

Seien die einzelnen Lasten des Systems $P_1, P_2 \dots P_n$, die von der linken Kämpfer-Verticalen um $a_1, a_2 \dots a_n$ ab- stehen, auf dem Träger befindlich, so sind die verticale und horizontale Componente des linken Dämpferdruckes gegeben durch:

$$V = \Sigma P \cdot \mathfrak{B},$$

$$H = \Sigma P \cdot \mathfrak{S}.$$

Damit beispielsweise N_1 zum Maximum werde, muss M_{x_2} einen maximalen Werth annehmen. Nun ist

$$M_{x_2} = x_2 \Sigma P \cdot \mathfrak{B} - \Sigma P (x_2 - a) - y_2 \Sigma P \cdot \mathfrak{S}.$$

Denken wir das Lastensystem um da z. B. nach rechts verschoben, und wird die hierdurch entstehende Aenderung des Momentes M_{x_2} in's Auge gefasst, so ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dM_{x_2}}{da} &= x_2 \Sigma P \frac{d\mathfrak{B}}{d\xi} + \Sigma P - y_2 \Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da} \\ &= - \frac{1 \cdot x_2}{l} \Sigma P + \Sigma P - y_2 \Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da} \end{aligned} \right\} \dots 30).$$

Ergäbe sich dieser Werth positiv, so entspräche dies einer Zunahme des Momentes in Folge der Verschiebung im angenommenen Sinne; es müsste dann diese Verschiebung so weit fortgesetzt werden, bis $\frac{dM_{x_2}}{da}$ ein Minimum, beziehungsweise gleich Null wird, womit alsdann die Position für max M_{x_2} gewonnen ist.

Im Falle jedoch, dass der Werth $\frac{dM_{x_2}}{da}$ für die erste Lasten- lage negativ sich ergeben hätte, müsste das Lastensystem im entgegengesetzten Sinne, d. i. nach links, verschoben werden, und zwar so weit, bis $\frac{dM_{x_2}}{da}$ ein Minimum, beziehungs- weise den Nullwerth erreicht.

Ergäbe sich für die Verschiebung nach beiden Rich- tungen $\frac{dM_{x_2}}{da}$ negativ, so ist die angenommene Lastlage schon jene, die dem max M_{x_2} entspricht.

Zunächst kömmt es somit darauf an, den Sinn der Ver- schiebung festzustellen, also zu untersuchen, ob

$$\frac{dM_{x_2}}{da} > \text{Null wird.}$$

Ist der Sinn der Verschiebung derart ermittelt, so wird diese thatsächlich vorgenommen, indem eine neue Lastenposition versuchsweise angenommen wird. Der Werth $\frac{dM_{x_2}}{da}$ ist hierbei im Fallen begriffen, und jene Lastenlage, für welche derselbe ein positives numerisches Minimum erreicht, ist der gesuchte.

Sie charakterisirt sich dadurch, dass ein weiteres Ver- schieben den Differential-Quotienten negativ macht.

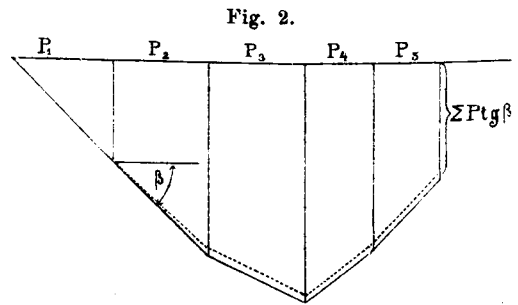
Die Werthänderungen der Gleichung 30) in Folge der vor- zunehmenden Verschiebung der Lasten werden dadurch hervor- gebracht, dass entweder Lasten aus der Strecke 0 bis x hinaus oder in dieselben hinzutreten, oder dass ΣP beziehungsweise auch $\Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da}$ sich ändern.

Werden die Lasten durch Verticalständer auf den Bogen übertragen, so ist bei Bildung von ΣP hierauf Rücksicht zu nehmen. Die zwischen den Ständern befindlichen Lasten üben auf erstere die durch das Hebelgesetz ermittelbaren Drücke aus,

welche mittelst der Ständer auf den Bogen zur Uebertragung gelangen. Es ist jedoch nur nöthig den Druck des links vom Querschnitt befindlichen Ständers zu ermitteln und die ausserhalb gelegenen Lasten direct in ΣP einzuführen. Hin- sichtlich der Bestimmung des Werthes $\Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da}$ gilt das Folgende.

Die $\frac{d\mathfrak{S}}{da}$ entsprechen den Tangenten an die Horizontal- druck-Curve in jenen Punkten, deren Ordinaten mit den Kräften P zusammenfallen.

Werden demnach auf einer horizontalen Geraden (Text- figur 2) die von links nach rechts aufeinander folgenden Kräfte



$P_1, P_2 \dots P_n$ der Grösse nach aufgetragen, und zieht man zwischen den, in den Endpunkten der Kraftstrecken errichteten Verticalen Parallele zu den Tangenten an die Horizontaldruck-Curve, welche den Abscissen $a_1, a_2, a_3 \dots$ entsprechen, so erhält man als Abschnitt auf der letzten Verticalen:

$$\Sigma P \text{ tang } \beta = \Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da} *$$

Zur Erreichung genauerer Resultate ist es nöthig, die Massstabeinheit für die Horizontaldruck-Curve und die Vertical- druck-Gerade grösser zu wählen als jene für die aneinander- gereihten Kräfte P ; man muss daher zur richtigen Werthbestim- mung von $\Sigma P \text{ tang } \beta$ dessen Masseinheit feststellen.

Ist nun

die Masseinheit der Längen $1^m = m^{mm}$,
 " " " Kräfte $P 1^k = n^{mm}$,
 " " " " $\mathfrak{S} 1^k = o^{mm}$,
 so müsste, wenn Alles auf den Längenmassstab reducirt werden soll,

$$\begin{aligned} \text{die Masseinheit der } P &\text{ mit } \frac{m}{n}, \\ \text{" " " } \mathfrak{S} &\text{ " } \frac{m}{o} \end{aligned}$$

eingeführt werden.

Alsdann ist:

$$\Sigma P \text{ tang } \beta = \Sigma \frac{m}{n} P \cdot \frac{m}{o} \text{ tang } \beta = \frac{m^2}{no} \Sigma P \text{ tang } \beta.$$

Das graphisch gefundene Resultat $\Sigma P \text{ tang } \beta$ müsste dann am Längenmassstabe gemessen und mit $\frac{m^2}{no}$ multiplicirt werden.

Würde z. B.

$$\begin{aligned} m &= 10^{mm}, \\ n &= 2^{mm}, \\ o &= 30^{mm} \end{aligned}$$

gewählt worden sein, so würde

*) Zu ähnlichem Ergebnisse führt auch die Anwendung des Principes der Influenzlinien. D. R.

$$\Sigma P \tan \beta = \frac{100}{60} \overline{\Sigma P \tan \beta} = \frac{5}{3} \overline{\Sigma P \tan \beta}$$

sich ergeben.

Hätte man nun am Längenmassstabe für den Abschnitt $\overline{\Sigma P \tan \beta} \dots = 3 \cdot 6^m$ gefunden, so würde der numerische Werth

$$\Sigma P \tan \beta = \frac{5}{3} \times 3 \cdot 6 = 6 \cdot 0 \text{ Tonnen sein.}$$

b) Mit Rücksicht auf die Transversalkräfte.

Die Transversalkraft für den Querschnitt x ergibt sich im Hinweis auf Fig. 6 (Blatt 19):

$$T_x = V_x \cos \alpha - H \sin \alpha \dots 31).$$

T_x wird bei positivem V_x positiv, Null oder negativ

$$\text{für } V_x \cos \alpha - H \sin \alpha \begin{matrix} \geq 0 \text{ oder} \\ < 0 \end{matrix}$$

$$\text{für } \frac{V_x}{H} \begin{matrix} > \\ < \end{matrix} \tan \alpha.$$

Für eine Einzellast folgt hieraus die bekannte Regel:

Liegt die Last rechts von dem in der linken Bogenhälfte befindlichen Querschnitte und bezeichnet σ den Winkel, welchen die mit Hilfe der Kämpferdrucklinie leicht zu ermittelnde Richtung des linken Kämpferdruckes mit der Horizontalen einschliesst, so wird $T_x \begin{matrix} \geq \\ < \end{matrix} 0$, je nachdem $\sigma \begin{matrix} \geq \\ < \end{matrix} \alpha$ ist.

Für eine links vom Querschnitte liegende Last ist T_x stets negativ. Ist ein System zusammenhängender Einzel-lasten vorhanden, so ist nach Gleichung 31):

$$T_x = V_x \cos \alpha - H \sin \alpha = \cos \alpha \left(\Sigma P \cdot \mathfrak{B} - \overset{x}{\Sigma} P \right) - \sin \alpha \Sigma P \cdot \mathfrak{S}.$$

T_x wird für Trägerquerschnitte der linken Bogenhälfte positiv, Null oder negativ für $\frac{V_x}{H} \begin{matrix} \geq \\ < \end{matrix} \tan \alpha$.

Die Belastungsgrenze für das vorliegende Lastensystem ist sonach bestimmt durch:

$$\frac{\Sigma P \cdot \mathfrak{B} - \overset{x}{\Sigma} P}{\Sigma P \cdot \mathfrak{S}} = \tan \alpha.$$

Die dieser Bedingung entsprechende Lastenposition kann durch probeweises Verschieben gefunden werden. Für den Scheitelquerschnitt ist:

$$T_{\frac{l}{2}} = V_{\frac{l}{2}} = \Sigma P \cdot \mathfrak{B} - \overset{\frac{l}{2}}{\Sigma} P.$$

Daraus folgt, dass in diesem Querschnitte bezüglich der Transversalkräfte dieselbe Regel gilt, wie für den einfachen Träger.

Denken wir im Allgemeinen bei einer angenommenen Lasten-lage das Lastensystem um da verschoben, so ist die Aenderung der Transversalkraft für den Querschnitt x ausgedrückt durch:

$$\frac{dT_x}{da} = \cos \alpha \Sigma P \frac{d\mathfrak{B}}{da} - \sin \alpha \Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da}.$$

Für eine Verschiebung nach rechts ist:

$$\frac{dT_x}{da} = - \frac{1 \cdot \cos \alpha}{l} \Sigma P - \sin \alpha \Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da} \dots 32).$$

Für eine Verschiebung nach links dagegen:

$$\frac{dT_x}{da} = \frac{1 \cdot \cos \alpha}{l} \Sigma P - \sin \alpha \Sigma P \frac{d\mathfrak{S}}{da} \dots 33).$$

Ein positiver Werth für $\frac{dT_x}{da}$ zeigt ein Wachsen der Trans-

versalkraft T_x in Folge des Verschiebens im angenommenen Sinne an; dasselbe ist zur Erreichung eines Maximalwerthes von T_x fortzusetzen bis zu einem positiven Minimalwerth von $\frac{dT_x}{da}$. Das Verfahren zur Ermittlung der ungünstigsten Lasten-position ist somit in ähnlicher Weise, wie bei der Lasteneinstellung für die maximalen Momente durchzuführen (Textfiguren 3 und 4).

Fig. 3.

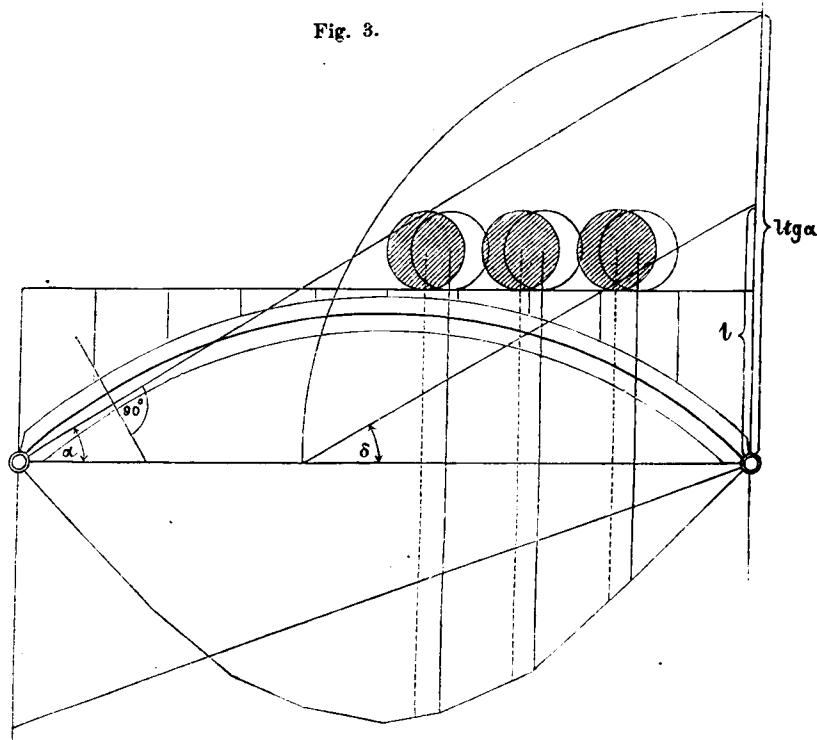
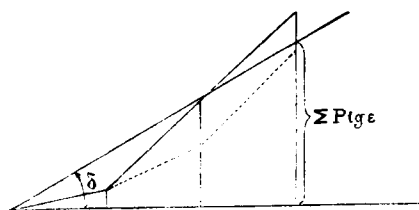


Fig. 4.



VII. Einfluss der Temperatur.

Temperatur-Aenderungen bewirken Volums-Aenderungen der exponirten Körper. Können diese Volums-Aenderungen unbehindert stattfinden, so ist die hervorgebrachte Aenderung aller Dimensionen des Körpers der Temperatur-Aenderung proportional und der Körper behält eine seiner ursprünglichen Gestalt ähnliche Form.

Ist jedoch die Tendenz zur Volums-Aenderung behindert, so müssen nothwendiger Weise innere Spannungen im Körper hervorgerufen werden.

Ein Bogenträger mit Kämpfergelenken, der von unverrückbar gedachten Widerlagern gestützt ist, vermag unter Temperatureinflüssen seine Sehnenlänge nicht zu ändern; er wird deshalb innere Spannungen und Formveränderungen zu erleiden haben.

Wenn der Bogen der durch Temperatureinfluss bewirkten Tendenz zur Volumänderung frei zu folgen vermöchte, so würde bei einer Temperatur-Aenderung von $\pm \Delta \tau^\circ$ dessen Sehne eine Längenänderung von

$$\Delta l = \pm \delta \cdot \Delta \tau^\circ \cdot l$$

erleiden, wenn δ den Ausdehnungs-Coëfficienten des Bogenmaterials bezeichnet.

Da die Sehnenlänge jedoch unveränderlich vorausgesetzt wird, so müssen die Widerlager der Sehnenlängen-Aenderung $\pm \Delta l$ einen entsprechenden horizontalen Widerstand entgegenzusetzen. Dieser Widerstand ist gerade so gross, wie eine horizontale, in den Kämpfern wirkende äussere Kraft, welche eine Aenderung der Sehnenlänge im Betrage von $\mp \Delta l$ hervorzubringen vermöchte. Hiernach ergibt sich aus Gleichung 5):

$$\Delta l = \frac{1}{E} \int_{x=0}^{x=l} \frac{M_x}{J} y ds - \frac{1}{E} \int_0^l \frac{N_x}{F} dx = \mp \delta \cdot \Delta \tau_0 \cdot l \dots 34).$$

Um blos den Einfluss der Temperatur in Rechnung zu nehmen, möge von dem Eigengewichte des Bogens abgesehen werden, so dass:

$$N_x = + H \cos \alpha, \\ M_x = - H y$$

einzuführen ist. Es folgt alsdann:

$$H = \frac{\pm E \cdot \delta \cdot \Delta \tau_0 \cdot l}{\int_{x=0}^{x=l} \frac{y^2}{J} ds + \int_0^l \frac{\cos \alpha}{F} dx} \dots 35).$$

Mit Rücksicht auf die Gleichungen 14) und 16) setzen wir an:

$$H = \pm \frac{1}{2} \frac{E \cdot \delta \cdot \Delta \tau_0 \cdot l}{\sum_0^{\frac{1}{2}} \frac{y' \cdot \Delta \phi}{J} + \sum_0^{\frac{1}{2}} \frac{\Delta \omega}{F}} \dots 36).$$

In Folge von Temperatur-Aenderungen entsteht demnach der durch Gleichung 36) ausgedrückte Horizontalschub, wodurch wiederum Normalspannungen und Transversalkräfte in den Trägerquerschnitten hervorgerufen sind.

Diese Normalspannungen in den äussersten Schichten eines Querschnittes sind dann zu ermitteln aus:

$$N_1 \frac{J}{h_1} = - H y_2, \\ N_2 \frac{J}{h_2} = + H y_1,$$

während die Transversalkräfte nach der Beziehung:

$$T_x = - H \sin \alpha$$

berechnet werden.

Für $\pm \Delta \tau_0$ ist einzuführen die Temperatur-Differenz zwischen der Temperatur während der Aufstellung, beziehungsweise Lagerung des Bogenträgers in die Kämpferlager und den maximalen örtlichen Temperaturen.

Nehmen wir eine mittlere Temperatur während der Montirung mit 15° C., so ist, da für unsere Gegenden etwa

$$\max \tau = + 35^\circ \text{C.}, \quad \min \tau = - 30^\circ \text{C.}$$

zu setzen ist,

$$+ \Delta \tau = 20^\circ, \\ - \Delta \tau = 45^\circ.$$

Ungenauigkeiten der Ausführung, insbesondere Differenzen zwischen der Stützweite der Widerlager und jener der Eisenconstruction, wie solche in Folge von unvermeidlichen Messungsfehlern oder von der Differenz der Massstäbe herrühren, und welche mittelst der angewendeten Compensation nicht vollständig ausgeglichen werden können, ferner ein etwaiges Nachgeben der Widerlager unter der Wirkung des Horizontalschubes von Seite des Bogens oder in Folge des entgegengesetzt wirkenden Erddruckes sind in ähnlicher Weise zu beurtheilen wie die Wirkungen der Temperatur.

Sorgfältige Ausführung und angemessene Vorkehrungen, um die Differenzen der Sehnenlänge mittelst regulirbarer Auflager unschädlich zu machen, müssen den erstgenannten Einflüssen begegnen*).

Die Nachgiebigkeit der Widerlager, welche von dem Grade der Erhärtung des Mörtels und der Compressibilität des Mauerwerkes und jener des Fundamentes abhängt, kann nur schätzungsweise oder durch rohe Annäherung beurtheilt werden.

Es kann wünschenswerth sein, zu einer ungefähren Vorstellung von der Grösse dieses Ausweichens zu gelangen, um den Grad der Schädlichkeit einer derartigen Erscheinung angemessen zu würdigen. Es sei vorausgesetzt, dass die Widerlager derart angeordnet und dimensionirt seien, dass in den Lagerfugen nur Pressungen ausgeübt werden, einer Gefahr des Verschiebens längs der Lagerflächen durch entsprechende Neigung derselben u. s. w. begegnet ist, und unter der Annahme bereits eingetretener hinreichender Erhärtung des Mörtels könnte die folgende einfache Erwägung allenfalls zum Anhalte dienen.

Beträgt die durchschnittliche Pressung des Mauerwerkes unter den ungünstigsten Umständen p per 1^{cm}, und ist die Länge des gepressten Mauerwerkskörpers, wofür die ungefähre Länge der Drucklinie gesetzt werden mag = L , so lässt sich die Grösse der Compression analog dem Verhalten elastischer Körper nach der Beziehung:

$$\Delta L = \frac{L \cdot p}{E},$$

wobei E ein constanter Coëfficient, dessen Bedeutung analog jener des Elasticitäts-Moduls ist, beurtheilen.

Der Coëfficient E wird, wie selbstverständlich ist, je nach Qualität des Mauerwerkes und Mörtels und mit dem Erhärtungsgrade des letzteren verschiedene Werthe annehmen.

Versuche, die an ausgeführten Steinfeilern angestellt wurden, ergaben in einem Falle für $E = 70.000$ auf Kilogramm und Quadrat-Centimeter bezogen**). Nach Erscheinungen an einem ausgeführten Pfeiler aus lagerhaftem unregelmässigen Bruchstein-Mauerwerk schloss der Verfasser auf den ungefähren Werth $E = 30.000$.

In Bezug auf die Wirkungen des Erddruckes wird bemerkt, dass die demselben ausgesetzten Widerlager jedenfalls so angeordnet und dimensionirt werden sollten, dass die Drucklinie, welche vom Erddrucke herrührt, ebenfalls aus dem mittleren Drittheil der gedrückten Lagerfugen nirgends heraustrete, damit keine excentrischen, ein Ausweichen der Widerlager mitunter nach sich ziehenden Druckäusserungen zu befürchten seien.

Selbstverständlich ist die Grösse des Erddruckes mit Rücksicht auf die ungünstigsten Umstände zu berechnen. Insbesondere sind es auch die schädlichen Wirkungen des „Setzens“ der Anschüttung, welchen durch ein angemessen zu erhöhendes Einheitsgewicht des Anschüttungs-Materiales Rechnung zu tragen ist.

*) Wenn der mittlere Messungsfehler $\Delta l = \pm \frac{l}{8000}$ angenommen wird, so müssten die Auflagervorrichtungen zur Ausgleichung dieser — im ungünstigsten Falle sich summirenden Fehler — mindestens einen Spielraum der Regulirung von $\frac{2l}{8000} = \frac{l}{4000}$ gestatten.

**) Köpke in den Protokollen des sächsischen Ingenieur- und Architekten-Vereines. 89. Hauptversammlung.

A n r e g u n g e n

zur technischen Erleichterung des Baues von Localbahnen.

Von

J. Porges, Ingenieur.

Einleitung.

Mehr als in irgend einem anderen Staate bedürfen die Localbahnen in Oesterreich der besonderen Erleichterung ihrer bautechnischen Ausführung.

Nicht nur, dass die Finanzlage des Staates eine ausgiebige Unterstützung dieser Verkehrswege nicht gestattet, so bietet auch noch die vorwiegend gebirgige Bodenbeschaffenheit unseres Vaterlandes dem Baue billiger Localstrecken mannigfaltige Schwierigkeiten, welche in anderen Ländern — die Schweiz allein ausgenommen — in gleichem Maasse nicht vorhanden sind.

Es erscheint daher die Vermehrung und Erweiterung jener technischen Zugeständnisse, welche den Secundär- und Localbahnen durch die vom deutschen Eisenbahnvereine aufgestellten „Grundzüge“ bisher schon gewährt worden sind, in hohem Grade wünschenswerth.

Die hierdurch ermöglichte Verminderung der Anlagekosten, im Vereine mit weitestgehender Tariffreiheit, muss als die ausgiebigste Unterstützung bezeichnet werden, welche den Localbahnen überhaupt gewährt werden kann.

Bei Besichtigung der meisten bisher gebauten normalspurigen Localbahnen, welche mit ihrem breiten Planum, dem kräftigen Schienenprofile, den starken Brückenconstructions und eleganten steinernen Hochbauten ganz das äussere Ansehen von nicht allzu luxuriös gebauten Hauptbahnen haben, kann man sich des Eindruckes nicht erwehren, dass die den Localbahnen gewährten Erleichterungen nicht in dem richtigen Verhältnisse zu den wesentlich geringeren Verkehrsmengen und zu der sehr bedeutenden Verminderung der Fahrgeschwindigkeit von circa 45 auf bloß 15 bis 20^{km} per Stunde stehen.

Die Erörterung weiterer Zugeständnisse für diese Bahnen dürfte daher auch durch die Thatsache gerechtfertigt erscheinen, dass in sehr vielen, und sogar in den massgebendsten Fällen, den besonderen Verhältnissen Rechnung getragen worden ist.

Es sollen hier vor Allem jene Localbahnen in den Kreis der Besprechung gezogen werden, für welche:

1. die normalspurige Anlage,
2. die Zulässigkeit des Ueberganges der Güterwagen der Hauptbahnen,
3. eine fahrplanmässige Geschwindigkeit von 15^{km} per Stunde

als Herstellungsbedingungen gefordert werden.

Für normalspurige Localbahnen, auf welchen ausschliesslich die eigenen, leichter construirten Fahrbetriebsmittel verkehren sollen, werden diese Vorschläge selbstverständlich in erweitertem Maasse Geltung haben; dagegen für Secundärbahnen mit grösserer Fahrgeschwindigkeit nur eine beschränktere Anwendung finden können.

Schmalspurbahnen erfordern eine specielle Beurtheilung und kommen daher hier nicht in Betracht.

I.

Richtungs- und Steigungsverhältnisse.

In den weitaus meisten Fällen sind die Zugeständnisse, welche in Bezug auf Richtungs- und Steigungsverhältnisse einer Bahnanlage gemacht werden, entscheidend für den Kostenpunct, und keine, noch so weit gehende Erleichterung in den Constructionsdetails kömmt der bauökonomischen Wirkung jener Factoren gleich.

1. Richtungsverhältnisse.

a) Minimalradius.

Fassen wir zunächst die Richtungsverhältnisse, und zwar den kleinsten zulässigen Curvenradius in's Auge.

Für Localbahnen mit geringer Fahrgeschwindigkeit wird allgemein die Bestimmung des §. 3 der „Grundzüge“ als massgebend betrachtet, welche lautet:

„Die Minimalradien dürfen in der Regel nicht kleiner als 150^m sein.“

Die kleine Inconsequenz, welche in dem Umstande liegt, dass die ganz gleiche Bestimmung auch für Secundärbahnen mit 30 bis 40^{km}, wie für jene mit bloß 15^{km} Fahrgeschwindigkeit Geltung hat, soll hier nicht weiter berührt werden.

Hält man jedoch die auf Hauptbahnen ersten Ranges angewendeten Minimalradien von 300, 280, 250^m, bis herab zu den Curven der Semmeringbahn mit 189^m Radius, der den Localbahnen gemachten Concession gegenüber; erwägt man, dass selbst die engsten Curven der Hauptbahnen, die noch dazu nicht immer im Hochgebirge liegen, noch mit 36 bis 40^{km} Geschwindigkeit durchfahren werden, während die Geschwindigkeit auf der Localbahn höchstens 20^{km} betragen darf; erwägt man ferner, dass diese Curven die steifen, vierachsigen Bergmaschinen anstandslos durchlassen müssen, wogegen auf der Localbahn nur leichte Maschinen mit einem Maximalradstand von 2·7^m, beziehungsweise 3·2^m zu verkehren haben, und dass endlich die Zuglängen auf Hauptbahnen zum mindesten das Doppelte derjenigen auf einer Localbahn betragen, so kann man sich des Gedankens nicht erwehren, dass die Grenze, welche jetzt für den Minimalradius auf Localbahnen mit 150^m festgehalten wird, nicht nur erweiterungsfähig, sondern auch erweiterungsbedürftig sein müsse.

In Frankreich scheint dieses Bedürfniss längst erkannt zu sein; denn schon das staatliche „Bedingnisheft“ (cahier de charge) für die Hérault-Bahnen, auf welches hier, als eines der bei uns bekanntesten Documente, hingewiesen werden soll, enthält in dem §. 7 die Bestimmung: „Die geraden Strecken werden mit Bögen verbunden, deren Halbmesser wenigstens 100^m betragen muss.“

Und auch diese Bahnen sind, wie der §. 54 des Bedingnisheftes ausdrücklich festsetzt, der Circulation der Fahrbetriebsmittel fremder Bahnen geöffnet.

In Deutschland hat sich bereits die preussische Regierung von der in Rede stehenden Bestimmung der „Grundzüge“ emancipirt, indem sie schon in der „Sicherheitsordnung für normalspurige Eisenbahnen Preussens“ vom 10. Mai 1877, §. 1, Alinea 3, und in der „Betriebsordnung für Secundärbahnen“ vom 13. Juni 1878, §. 3, den kleinsten für diese Bahnen zulässigen Radius mit 100^m normirt, obwohl die Fahrgeschwindigkeit in eben diesen Vorschriften mit 20^{km} per Stunde, also grösser als wir sie hier voraussetzen, angenommen wird.

Meine eigenen Beobachtungen bei Befahrung enger Curven von 120 bis 100^m Radius, wie solche auf Industriebahnen, auf Provisorien beim Bau und bei Reconstructionen nicht selten und unter möglichst ungünstigen Umständen benützt werden, haben meine Meinung von der Anwendbarkeit schärferer, als der bisher normirten Minimalcurven-Radien von 150^m nur befestigt.

Mein Abänderungsvorschlag soll jedoch nicht bis an die von den französischen und preussischen Bauvorschriften festgestellte Grenze gehen. Es soll blos ein Minimalradius von 120^m als unbedingt zulässig empfohlen werden, und zwar unter gleichzeitiger Abänderung der in den „Grundzügen“ §. 5 mit 30^{mm} festgesetzten grössten Spur-Erweiterung auf 35^{mm}, wie dieselbe auch in der vorerwähnten „Betriebsordnung für die Eisenbahnen Preussens“ normirt ist.

Dieser Vorschlag findet jedoch nicht nur in den angeführten gesetzlichen Bestimmungen der französischen und preussischen Regierungen, sowie in Beobachtungen der Praxis seine Begründung, sondern auch auf dem Wege theoretischer Behandlung, und kann insbesondere das Maass des Minimalradius von 120^m durch einfache rechnerische Untersuchungen ziffermässig festgestellt werden.

Und wenn auch in Fragen der Befahrung von Eisenbahngleisen die Theorie nichts weniger als ausschlaggebend ist, so muss sie doch unbedingt als die mächtigste Verbündete des praktischen Fortschrittes betrachtet werden; denn sie ist es, die in den meisten Fällen den fortschrittlichen Versuchen die Wege zeigt und den Resultaten der Erfahrung durch deren Uebereinstimmung mit ihren Lehren die Sanction der Untrüglichkeit ertheilt.

Hier sollen nun keine neuen Theorien entwickelt, sondern nur mit Benützung allbekannter Formeln die wissenswerthen Maasse berechnet werden.

Diesen Rechnungen werden die folgenden Annahmen zu Grunde gelegt.

Der massgebende mittlere Radstand der fremden Güterwagen, welche die Localbahn befahren sollen, wird mit 3·5^m in die Rechnung eingeführt, da wohl anzunehmen ist, dass die Mehrzahl dieser Wagen einen diesem Maasse nahekommen, vorwiegend sogar noch einen kleineren Radstand haben werden. Wenig grössere Radstände werden die Curvenwiderstände nur unwesentlich vermehren, insbesondere deshalb, weil sie seltener vorkommen werden.

Bedeutend grössere Radstände wären allerdings von der Befahrung einer Localbahn mit Minimalradien von

120^m ebenso ausgeschlossen, wie von der Befahrung der meisten bestehenden Gebirgsbahnen.

Die Spurweite ist 1·435^m.

Der massgebende Raddurchmesser sei 1·0^m.

Für die Höhe des Spurkranzes sollen die Maasse von 35^{mm} (bei noch zulässiger Maximal-Abnützung der Tyres laut §. 75 der „Grundzüge für Secundärbahnen“), oder mit 30^{mm} in die Rechnung eingeführt werden, je nachdem die eine oder die andere Ziffer geeignet ist, dem Resultate einen gewissen Sicherheitsüberschuss zu gewähren.

Die Gefahr einer Klemmung in der engen Curve.

Eine Klemmung der Räder in Curven mit 120^m Radius ist nicht zu befürchten.

Zur Führung dieses Nachweises eignet sich besonders die einfache, von Couche (voie, matériel etc.) entwickelte Formel:

$$r = \frac{1}{s} (d \cdot h + b \sqrt{d \cdot h}).$$

(Siehe auch Heusinger's „Specielle Eisenbahntechnik“, II. Band, Capitel 1.)

In dieser Formel ist:

Der Radstand $b = 3 \cdot 5^m$;
 der Raddurchmesser $d = 1 \cdot 0^m$;
 die Spurkranzhöhe bei Annahme grösster
 Abnützung $h = 0 \cdot 035^m$
 der kleinste mögliche Spielraum der Räder
 in dem nicht erweiterten Curven-
 geleise $s = 0 \cdot 007^m$

Dieser Spielraum ergäbe sich aus dem Zusammenreffen des kleinsten, im §. 76 der „Grundzüge“ mit 10^{mm} normirten Spielraumes mit dem zulässigen Fehler in dem lichten Abstände der Räder (§. 78 der „Grundzüge“), daher:

$$0 \cdot 010 - 0 \cdot 003 = 0 \cdot 007^m.$$

Wie bereits erwähnt, ist die zulässige Spur-Erweiterung in Curven von 35^{mm} gar nicht berücksichtigt.

Die vorstehenden Werthe in die Formel substituirt, gibt:

$$\text{Radius } r = \frac{1}{0 \cdot 007} (1 \cdot 0 \cdot 0 \cdot 035 + 3 \cdot 5 \cdot \sqrt{1 \cdot 0 \cdot 0 \cdot 035}) = 98 \cdot 4^m.$$

Es werden daher selbst bei dem Zusammenreffen der ungünstigsten Umstände, und ohne Rücksicht auf die Spur-Erweiterung, noch Curven mit rund 100^m Radius zulässig sein, ohne dass eine Klemmung der Fahrzeuge mit 3·5^m Radstand zu fürchten ist.

Die hervorragend nachtheiligen Einflüsse der Fahrgeschwindigkeit auf die Abnützung der Räder und Schienen sind hierbei allerdings nicht berücksichtigt und sollen in der nachfolgenden Untersuchung ihren Ausdruck finden.

Der Minimalradius mit Rücksicht auf die Curvenwiderstände.

Bekanntlich steigern sich die Zugwiderstände in den Curven bedeutend mit der Zunahme der Fahrgeschwindigkeit. Eine geringere Fahrgeschwindigkeit muss daher umgekehrt die Befahrung enger Curven erleichtern; denn das kleinere Bewegungsmoment der Fahrzeuge ermöglicht

ein sanfteres Einstellen in die Curve, vermindert daher das schädliche „Ecken“ und das ungleiche Anlaufen der Spürkränze. Die Seitenbewegungen, sowie die schrägen, die Zugkraft beeinträchtigenden Stellungen der Zugvorrichtungen sind bei langsamer Fahrt bei Weitem weniger merklich.

Alle diese Ursachen haben, neben anderen gar nicht berechenbaren Wirkungen, insbesondere die wesentliche Verminderung der gleitenden Reibung zur Folge, welche bekanntlich durch die Ungleichheit des Weges der äusseren und inneren Räder, durch das „Scheeren“ der Spürkränze und das seitliche Gleiten der Radkränze hervorgerufen wird.

Diese Erwägungen führen auf den Gedanken, mit Zugrundelegung der in den Minimalcurven unserer Hauptbahnen zulässigen und wirklich angewendeten Fahrgeschwindigkeiten, jenen Curvenradius zu berechnen, der sich für die wesentlich geringeren Geschwindigkeiten auf Localbahnen als zulässig ergibt.

Hierfür eignet sich ganz besonders die bekannte, von Perdonnet aufgestellte Formel für die additionellen Widerstände in Curven, da in derselben nicht nur die für uns massgebenden Factoren: der Radstand, der Raddurchmesser, die Spürkranzhöhe und die Geschwindigkeit zum Ausdruck kommen, sondern auch die Resultate dieser Formel mit den neueren Versuchsergebnissen und den anerkannt zutreffenden rechnerischen Ermittlungen B ö d e k e r's („Zeitschrift für Bauwesen“ 1873) nahe genug übereinstimmen.

Obwohl das letztere Moment für eine bloß vergleichsweise Benützung der Formel auch entbehrlich wäre, so gewährt dasselbe doch bezüglich der Richtigkeit der Resultate eine besondere Beruhigung.

Nach dieser Formel ist der Mehrwiderstand in Curven für je 1000^{kg} Zugsgewicht:

$$W = \frac{1000 \cdot f}{R} \left(\sqrt{\frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4}} + \frac{2 V^2}{g \cdot d} \cdot \sqrt{d \cdot h + h^2} \right).$$

Die Bezeichnungen in dieser Formel mögen für Hauptbahnen gelten. Analog ist dann für Localbahnen:

$$W_1 = \frac{1000 \cdot f}{r} \left(\sqrt{\frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4}} + \frac{2 v^2}{g \cdot d} \cdot \sqrt{d \cdot h + h^2} \right).$$

In diesen Formeln bedeuten:

- W und W_1 die Curvenwiderstände,
- f^*) den Reibungs-Coëfficienten zwischen Rad und Schiene,
- R den Radius auf der Hauptbahn,
- r den Radius auf der Localbahn,
- V die Geschwindigkeit auf der Hauptbahn in Meter per Secunde,

*) Der Reibungs-Coëfficient wird häufig für jeden der beiden Theile der Formel verschieden eingesetzt, und zwar für den 1. Theil der eigentliche Adhäsions-Coëfficient, für den 2. Theil der Coëfficient der gleitenden Reibung. In Anbetracht des geringen Unterschiedes beider auf glatten Schienen, und in Anbetracht der Vereinfachung der Rechnung durch Gleichsetzung dieser Coëfficienten, wird von diesem Unterschiede abgesehen, um so mehr als diese Gleichsetzung der Sicherheit der Resultate in unserem Falle zu Statten kömmt.

v die Geschwindigkeit auf der Localbahn in Meter per Secunde,

a die Spurweite = 1·435^m,

b den Radstand = 3·5^m,

d den Raddurchmesser = 1·0^m,

h die Höhe der Spürkränze = 0·03^m,

g die Beschleunigung der Schwere = 9·81^m.

Der Widerstand in den Curven der Localbahn mit dem Radius r und der Geschwindigkeit v soll derselbe sein, wie jener in den Curven der Hauptbahn mit dem Radius R und der Geschwindigkeit V , folglich:

$$r = \frac{\sqrt{\frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4}} + \frac{2 v^2}{g \cdot d} \sqrt{d \cdot h + h^2}}{\sqrt{\frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4}} + \frac{2 V^2}{g \cdot d} \sqrt{d \cdot h + h^2}} \cdot R.$$

Setzt man obige Zahlenwerthe in die Formel, so ist:

$$r = \frac{1 \cdot 891 + 0 \cdot 036 \cdot v^2}{1 \cdot 891 + 0 \cdot 036 \cdot V^2} \cdot R.$$

Für die Befahrung einer Hauptbahn, wo $R = 300^m$ ist, sei die zulässige Maximal-Geschwindigkeit 39·6^{km}, also $V = 11^m$ per Secunde.

Die Maximal-Geschwindigkeit auf der Localbahn sei, vorläufig ohne Rücksicht auf eine Verminderung in den engsten Curven, 15^{km}, d. i. $v = 4 \cdot 1^m$.

Es ist daher:

$$r = 0 \cdot 399 \cdot R,$$

und wenn $R = 300^m$, so ist:

$$r = 119 \cdot 7, \text{ rund } 120^m,$$

als zulässiger Minimalradius.

Für andere Minimalradien würde sich bei Gegenüberstellung derselben Geschwindigkeiten ergeben:

$$\begin{aligned} \text{für } R &= 285^m, 280^m, 260^m, 250^m, \\ r &= 114^m, 112^m, 104^m, 100^m. \end{aligned}$$

Diese Zahlen hätten unbestreitbare Geltung, wenn die Fahrgeschwindigkeit von 39 bis 40^{km} in Curven mit 280 bis 250^m Radius in der Regel zulässig wäre. Dies ist aber ebenso wenig der Fall, als dass die Fahrgeschwindigkeit von 15^{km} in Curven mit 120^m Radius als Regel gelten kann, denn in den meisten Fällen wird man zu diesem Minimalradius im Gebirge oder in Ortschaften greifen, wo auch die Steigungen, beziehungsweise Sicherheitsrücksichten eine gewisse Geschwindigkeits-Reduction erfordern.

Wir wollen daher mehrere in der Praxis häufiger vorkommende Geschwindigkeits-Reductionen gegenüberstellen.

Es werde die Geschwindigkeit auf der Hauptbahn in den engen Curven einer Bergstrecke derselben Linie von 50^{km} auf 36^{km}, und im gleichen Verhältnisse die Geschwindigkeit auf der Localbahn von 15^{km} auf 11^{km} reducirt, so ist:

$$V = 10^m, v = 3 \cdot 05^m \text{ per Secunde, und } r = 0 \cdot 405 \cdot R.$$

$$\text{Für } R = 300^m, 285^m, 280^m, 260^m, 250^m$$

$$\text{ist } r = 121 \cdot 5^m, 115^m, 113^m, 105^m, 101^m.$$

Für diese reducirtten Geschwindigkeiten kann also noch immer der Radius von 120^m auf der Localbahn jenem von 300^m auf der Hauptbahn gleichgestellt werden.

Verfolgen wir diesen Weg weiter und stellen die reducirten Fahrgeschwindigkeiten auf der Hauptbahn mit 33^{km} und mit 30^{km} den entsprechenden auf der Localbahn mit 9^{km} beziehungsweise 7^{km} gegenüber. (Eine weitere Verminderung der Localbahn-Geschwindigkeit, unter 7^{km} , dürfte mit Rücksicht auf die Dampf-Entwicklungsfähigkeit auch der kleinsten Locomotiven nicht zulässig sein.)

Den vorstehenden Geschwindigkeiten per Stunde entspricht:

$$V = 9 \cdot 17^{\text{m}} \text{ und } v = 2 \cdot 5^{\text{m}},$$

$$\text{beziehungsweise } V = 8 \cdot 33^{\text{m}} \text{ und } v = 1 \cdot 94^{\text{m}};$$

folglich ist $r = 0 \cdot 42 R$, beziehungsweise $r = 0 \cdot 461 R$;

$$\text{daher für } R = 300^{\text{m}}, 285^{\text{m}}, 280^{\text{m}}, 260^{\text{m}}, 250^{\text{m}},$$

$$\text{im ersten Falle } r = 126^{\text{m}}, 120^{\text{m}}, 118^{\text{m}}, 109^{\text{m}}, 105^{\text{m}},$$

$$\text{im zweiten Falle } r = 138^{\text{m}}, 131^{\text{m}}, 129^{\text{m}}, 118^{\text{m}}, 115^{\text{m}}.$$

Stellen wir diese Resultate übersichtlich zusammen:

Fahrgeschwindigkeit per Stunde in Kilometer				
Hauptbahn	39·6	36	33	30
Localbahn	15	11	9	7
Radien der Hauptbahn	Aequivalente Radien der Localbahn			
300 ^m	120 ^m	121·5 ^m	126 ^m	138 ^m
285 ^m	114 ^m	115 ^m	120 ^m	131 ^m
280 ^m	112 ^m	113 ^m	118 ^m	129 ^m
260 ^m	104 ^m	105 ^m	109 ^m	118 ^m
250 ^m	100 ^m	101 ^m	105 ^m	115 ^m

Diese Zusammenstellung lässt die Relationen der Minimalradien auf Haupt- und Localbahnen sehr klar hervortreten.

1. Im Bogen mit 120^{m} Radius sind die Widerstände bei der den Localbahnen angemessenen Fahrgeschwindigkeit nicht grösser als in Bögen mit 300^{m} Radius bei relativ grosser Geschwindigkeit.

2. Dagegen ist bei reducirter Geschwindigkeit auf der Hauptbahn der Bogen mit 300^{m} Radius günstiger als jener mit 120^{m} auf der Localbahn, und wird der letztere erst bei gleichzeitiger weiterer Reduction der Fahrgeschwindigkeit den Bögen der Hauptbahn von 285^{m} Radius abwärts gleichwerthig.

3. Bei Verminderung der Fahrgeschwindigkeit auf das zulässige Minimum ist der Bogen mit 120^{m} Radius noch immer gleich einem Bogen mit 260 bis 265^{m} Radius, der mit 30^{m} Maximal-Geschwindigkeit befahren werden soll; eine Geschwindigkeit, welche die Eilzüge auf den Gebirgsbahnen, trotz des grösseren Radstandes der Personenwagen, nicht selten annehmen und sogar überschreiten.

4. Der Radius von 120^{m} ist bei entsprechender Verminderung der Fahrgeschwindigkeit auf der Localbahn noch erheblich vortheilhafter als der Radius von 240^{m} , welcher in den „Grundzügen“ für Hauptbahnen wiederholt als Norm für die Dimensionen der Fahrbetriebsmittel aufgestellt wird.

Alle diese Relationen sprechen entschieden für die Zulässigkeit eines Minimalradius von 120^{m} für Localbahnen mit geringer Fahrgeschwindigkeit.

Eine interessante Bestätigung der Richtigkeit vorstehender Berechnungsweise ergibt sich noch auf einem anderen, total verschiedenen Wege, und zwar mit Benützung einer Formel, welche Professor Sonne im II. Bande, Capitell von Heusinger's „Specielle Eisenbahntechnik“ für die, dem sogenannten günstigsten Reibungswinkel zwischen Radflantsche und Schiene entsprechenden Maasse des Radstandes und des Curvenradius aufstellt.

Für das Minimum der Reibung des äusseren Vorderades am Schienenkopf erhält Professor Sonne die Formel:

$$\text{Radstand } b^2 = 2r(0 \cdot 0175 + p),$$

wo r den Curvenradius, p die Spur-Erweiterung, die Zahl $0 \cdot 0175$ den durchschnittlichen Abstand der Hinterräder von der äusseren Schiene, $\left(\frac{0 \cdot 025^{\text{m}} + 0 \cdot 01^{\text{m}}}{2}\right)$, (siehe „Grundzüge“, §§. 113 und 114 etc.) bedeutet.

Sucht man r und setzt $b = 3 \cdot 5^{\text{m}}$, ferner $p = 0 \cdot 035^{\text{m}}$, so ist:

$$r = \frac{b^2}{2(0 \cdot 0175 + p)} = \frac{12 \cdot 25}{2(0 \cdot 0175 + 0 \cdot 035)} = 117^{\text{m}}$$

als Maass desjenigen Radius, bei welchem die Reibung der vorderen Spurkränze an den Schienen ein Minimum wird.

Die nahe Uebereinstimmung dieses Resultates mit den vorhergehenden möge zur Bestätigung der Richtigkeit jener dienen.

Es wäre noch der ökonomische Nachtheil zu berücksichtigen, der dem Betriebe aus der Verminderung des Curvenradius von 150^{m} auf 120^{m} erwächst. Dieser Nachtheil ist eine Function des vermehrten Widerstandes in der engen Curve und spricht sich hauptsächlich in der Nothwendigkeit der Reduction der Zugsbelastungen (bei unveränderter Zugkraft der Locomotive), und daher in der Vermehrung der Zugzahl aus. Berechnet man die Widerstände nach der Formel von Perdonnet, für die Fahrgeschwindigkeit von 15^{km} und einen Adhäsions-Coefficienten von $0 \cdot 17$, so erhält man für

$$R = 150^{\text{m}}, \quad W = 2 \cdot 83^{\text{ks}} \text{ per mille}$$

und für

$$R_1 = 120^{\text{m}}, \quad W_1 = 3 \cdot 54^{\text{ks}} \text{ per mille};$$

folglich der Mehrwiderstand:

$$\Delta W = 0 \cdot 71^{\text{ks}} \text{ per mille.}$$

Dieser Mehrwiderstand wirkt um so nachtheiliger, je geringer die massgebende Steigung einer Bahnstrecke ist. Es wird die Reduction der Zugsbelastungen betragen müssen, für massgebende Steigung:

$$= 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 50 \text{ per mille;}$$

beiläufig je $12 \cdot 3, 7, 5, 4, 3 \cdot 2, 2 \cdot 8, 2 \cdot 6, 2 \cdot 4, 2 \cdot 2, 2 \cdot 0$ Percente.

Wir sehen, dass der Einfluss der schärferen Curve nur auf Bahnen mit flachen Steigungen von Bedeutung ist; auf solchen wird es aber immer möglich sein, den Mehrwiderstand durch entsprechende Ermässigung der Steigung

aufzuheben, wie dies ja auch im Allgemeinen in scharfen Curven angestrebt werden muss. Auf den stärkeren Steigungen hingegen genügt eine geringe Reduction der Fahrgeschwindigkeit in der Curve, um 1 bis 1.5^{km} per Stunde, zur Ausgleichung dieses Mehrwiderstandes.

Uebrigens wird es in jedem speciellen Falle ein Leichtes sein, die durch Einführung eines schärferen Curvenradius erzielten Bau-Ersparnisse gegen die Betriebs-Mehrkosten (Zugförderungs- und Bahnerhaltungskosten) abzuwägen und danach seine Wahl zu treffen.

Die Einführung eines schärferen Curvenradius als des bisher üblichen Minimums von 150^m begegnet also auch vom Standpunkte der Betriebsökonomie keinen ernstlichen Bedenken. Theorie und Praxis stimmen daher in dem Urtheile über die Zulässigkeit von Minimalradien von 120^m überein, und es dürfte somit der Wunsch gerechtfertigt sein, dass diese wesentliche Erleichterung in autorativer Form an Stelle der bisherigen Norm gesetzt werde.

b) Spitzkehren.

Bei dem Umstande, als Localbahnen absolut keine hohen Anlagekosten vertragen, muss auch der Fall in's Auge gefasst werden, dass selbst durch die Anwendung sehr enger Curven bedeutende und kostspielige Bauarbeiten nicht vermieden werden können und man daher auf ein Mittel sinnen muss, bedeutende Richtungsveränderungen einer Bahnlinie auf andere Weise zu erzielen. Dieses Mittel sind die auf mehreren Gebirgsbahnen Amerika's und Indiens angewendeten Spitzkehren.

Für Hauptbahnen bildet die Anwendung von Spitzkehren, anstatt der Kehrcurven, eine sehr wesentliche Betriebserschwerung, und erweist sich sogar ihre Bauherstellung in vielen Fällen nicht um ein so Bedeutendes billiger, dass hierdurch die namhafte Vertheuerung und Erschwerung des Betriebes gerechtfertigt wäre.

Auf einer Hauptbahn repräsentirt jede Spitzkehre eine Kopfstation, mit allen diesen Anlagen anhaftenden Nachtheilen, Unannehmlichkeiten und Kosten. Es verträgt sich auch eine solche Unterbrechung der Continuität des Verkehrs durchaus nicht mit den Zielen, die der Bahnverkehr im Grossen anzustreben hat.

Anders ist dies auf einer Localbahn.

Auf der Localbahn, mit ihrem geringen Verkehre, ihren kurzen Zügen, den anstandslos vor- und rückwärts-fahrenden Tendermaschinen, ihrer geringen Fahrgeschwindigkeit, welche das Schieben der Züge unbedingt und sogar ohne erheblichen Arbeitsverlust zulässig macht, kann die Spitzkehre aus einem einzigen Geleise mit der Einen Ein- und Ausfahrtsweiche bestehen.

Ein Maschinen-Wechselgeleise, wie dies jede Hauptbahn schon mit Rücksicht auf die blos von einer Locomotive gezogenen Eil- und Personenzüge verlangt, ist für die Localbahn entbehrlich.

Ein horizontales oder schwach ansteigendes, 140 bis 160^m langes Stockgeleise mit einer Weiche ist Alles, was die Localbahn braucht. Eine solche Anlage wird in den

meisten Fällen keinen höheren Kostenaufwand erfordern, als ein currentes Bahnstück von nahezu gleicher Länge, während selbst die engste Kehrcurve ganz bedeutende Lehnbauten, wenn nicht gar Tunnels oder Thalübersetzungen nöthig machen würde.

Das Zugständniss der Einlegung von Spitzkehren kann in solcher Weise für das Zustandekommen einer Localbahn im Gebirge entscheidend werden und empfiehlt es sich daher, die Anwendung der Spitzkehren ausdrücklich zu gestatten.

2. Steigungsverhältnisse.

Bezüglich der Steigungsverhältnisse enthalten die „Grundzüge für Secundärbahnen“, II, §. 2, die Bestimmung: „Gefälle von mehr als 1 : 25 sind zu widerrathen.“ Diese Bestimmung lässt wohl annehmen, dass Gefälle bis 1 : 25 (40‰) als zulässig erachtet werden; jedoch ist dieselbe mehr negativer Natur und entbehrt daher schon dadurch des autorativen Charakters.

Aber nicht nur in ihrer stylistischen Fassung ist diese Bestimmung der Concedirung starker Steigungen auf Localbahnen nicht sehr förderlich, sondern auch meritorisch entspricht die durch dieselbe angedeutete Grenze den neueren Erfahrungen nicht mehr.

Für diese Grenze können nur zwei Factoren als massgebend erachtet werden: die Sicherheit der Fahrt und das ökonomische Moment.

Für das letztere eine Norm aufzustellen, ist nicht leicht möglich, da die Frage der Anwendung starker Steigungen gar sehr von den Localverhältnissen, den Transportmassen, der Hauptverkehrs-Richtung, der Frachtgattung, den klimatischen Verhältnissen, sowie von dem wesentlichen Umstande abhängt, ob die Bergstrecke einer ausschliesslichen Gebirgsbahn angehört oder nur ein Theil einer, im Uebrigen flacheren Localbahn ist.

Es könnten daher für eine allgemeine Beurtheilung nur die Rücksichten auf die Sicherheit des Betriebes als massgebend betrachtet werden, und wird es sich empfehlen, im Hinblick auf unsere vortrefflichen neueren Bremsmittel und die geringe Fahrgeschwindigkeit, sowie insbesondere im Hinblick auf die überwiegend günstigen Erfahrungen auf den bestehenden Adhäsions-Eisenbahnen mit starken Steigungen — ich nenne nur die Uetliberg-Bahn bei Zürich mit 70‰, die Wädensweil-Einsiedl-Bahn mit 50‰, die Poti-Tiflis-Bahn mit 45‰ — die in den Grundzügen gegebene Grenze zu erweitern.

Sieht man von der unter besonderen Verhältnissen ausschliesslich als Touristenbahn fungirenden Uetliberg-Bahn ab, so weisen die Erfahrungen auf den, auch dem Güterverkehr gewidmeten Bahnen auf die Steigung von $50‰ = \frac{1}{20}$, als das für Adhäsionsbahnen zulässige Maximum hin. (Von dieser Grenze angefangen tritt auch schon die Zahnradbahn in ihre Rechte und ist dieselbe etwa bei 50‰ in den meisten Fällen gleichwerthig, bei grösseren Steigungen in jeder Beziehung vortheilhafter als die Adhäsionsbahn.)

Was speciell die Localbahn von Wädensweil nach Einsiedl im Canton Schwyz anbelangt, so werden nach den mehrfach veröffentlichten Mittheilungen des Betriebsdirectors dieser Bahn, Ober-Ingenieur Tobler, Züge zu 30 bis 36 Achsen mit 15 bis 18^{km} Fahrgeschwindigkeit anstandslos befördert und genügt es, auf dem Gefälle je $\frac{1}{3}$ *) der belasteten Achsen zu bremsen.

Bei Beurtheilung dieser Resultate ist zu berücksichtigen, dass die klimatischen Verhältnisse jener Gegend nicht eben besonders günstig sind.

Die Sicherheit und Regelmässigkeit des Betriebes auf jener Localbahn liefert den thatsächlichen Beweis, dass von einer erhöhten Gefahr auf Steigungen von 50‰ nicht die Rede sein kann.

Die Festsetzung des Bremsverhältnisses für diese Steigung auf höchstens $\frac{1}{5}$ der geförderten Brutto-Zuglast, nebst obligatorischer Anwendung von Dampf- oder Luftbremsen an der Locomotive, dürfte jedes Bedenken gegen die Fahrsicherheit auf solchen Steilrampen beseitigen und kann daher für Adhäsionsbahnen die Steigung von 50‰ als das mit Rücksicht auf die Sicherheit zulässige Maximum empfohlen werden.

In Uebereinstimmung mit der Erfahrung weist auch die Rechnung auf das Gefälle von 50‰ als dasjenige hin, auf welchem die Bremssicherheit selbst unter möglichst ungünstigen Verhältnissen noch in genügendem Maasse vorhanden ist.

Nehmen wir den möglichen, aber immerhin ganz aussergewöhnlichen Fall an, dass bei einem für die Adhäsion nicht gerade ungünstigen Schienenzustande, für welchen ein Adhäsions-Coëfficient von beiläufig $\frac{1}{7.5}$ Geltung habe, ein diesen Adhäsions-Verhältnissen entsprechend belasteter Zug durch einen Zufall — etwa durch momentanes Versagen mehrerer Bremsen, durch Ungeschicklichkeit oder dergleichen — auf dem Gefälle von 50‰ in's Laufen gerathen sei, so dass dessen Geschwindigkeit sich bereits von 15^{km} auf 36^{km} per Stunde gesteigert habe, bevor noch die Bremsen in Wirksamkeit treten konnten.

Durch das verspätete, dann aber hastige und scharfe Anziehen der Bremsen kann, wie von competenten Fachmännern behauptet wird, in Folge der durch rasche Bewegung sich stark erhaltenden Radkränze auf etwas feuchten Schienen der Reibungs-Coëfficient zwischen Rad und Schiene sogar bis auf $\frac{1}{20}$ fallen.

Aehnliche Fälle des sogenannten „Durchgehens“ der Züge können immerhin vorkommen, und will man anlässlich eines solchen Falles auf der Brennerbahn einen Adhäsions-Coëfficienten von $\frac{1}{17}$, bei der bekannten Katastrophe während der Probefahrt mit dem Wetli'schen Schraubenrade auf der Wädensweil-Einsiedl-Bahn einen Adhäsions-Coëfficienten von beiläufig $\frac{1}{18}$ ermittelt haben.

Wir wollen das Verhältniss möglichst ungünstig annehmen, indem wir den Adhäsions-Coëfficienten = $\frac{1}{20}$

*) Dieses Bremsverhältniss dürfte wohl nur bei einem der Adhäsion sehr günstigen Schienenzustande genügen.

setzen und nun untersuchen, auf welche Distanz ein unter so ungünstigen Umständen in's Laufen gekommener Zug mit Hilfe der Wagenbremsen, und selbstverständlich auch der Locomotivbremse, zum Stehen gebracht werden kann.

In der bekannten Bremsformel:

$$P.s = \frac{1}{2} (L + Q) \frac{v^2}{g} +$$

$$+ (L + Q) \frac{i}{1000} . s - \left(\frac{L.w_1}{1000} + \frac{Q.w_2}{1000} \right) . s,$$

bedeutet: L das Locomotivgewicht,

Q das Zugsgewicht.

Zur Vereinfachung setzen wir, unter Voraussetzung eines der Zugstarifirung zu Grunde gelegten Adhäsions-Coëfficienten von $\frac{1}{7.5}$:

$$Q = 1.25 . L.$$

Wir setzen ferner:

$$\text{Die Bremskraft } P = \varphi \left(L + \frac{1}{B} . Q \right), \text{ wo}$$

$$\varphi = \frac{1}{20} \text{ den unvorhergesehen auftretenden Adhäsions-}$$

Coëfficienten während des Bremsens,

$$\frac{1}{B} = \frac{4}{5} \text{ das Verhältniss der gebremsten zur ganzen}$$

Zuglast (exclusive Maschine) bedeutet.

Ferner ist: $i = 50$ das Gefälle per mille;

$w_1 = 21^{\text{kg}}$ Widerstand per Tonne Locomotivgewicht für eine Locomotive mit vier gekuppelten Achsen, auf gerader, horizontaler Bahn, nach Welkner's Formeln und übereinstimmend mit den Versuchsergebnissen Vuillemain's. — Hierbei sind circa 3^{kg} für die durch die Bewegung des Dampfes hervorgerufenen Widerstände in Abzug gebracht; im Uebrigen jedoch die Widerstände der Locomotive als Fahrzeug sowohl, wie jene des Bewegungs-Mechanismus in Rechnung gezogen;

$w_2 = 3.4^{\text{kg}}$ Widerstand per Tonne Zugsgewicht auf gerader, horizontaler Bahn;

$v = 10^{\text{m}}$ Geschwindigkeit per Secunde vor dem Bremsen;

$g = 9.8^{\text{m}}$ Beschleunigung der Schwere;

$s = ?$ die Distanz bis zum Stillstand des Zuges.

Diese Zahlenwerthe in die Formel eingesetzt, geben:

$$\frac{1}{20} \left(1 + 1.25 \cdot \frac{4}{5} \right) L . s = \frac{1}{2} \cdot \frac{100}{9.8} (1 + 1.25) L +$$

$$+ \frac{50}{1000} (1 + 1.25) L . s - \left(\frac{21 + 3.4 \cdot 1.25}{1000} \right) L . s$$

und daraus:

$$s = 904^{\text{m}}.$$

Trotz der überaus ungünstigen Voraussetzungen kann daher der Zug doch noch innerhalb eines Kilometers zum Stehen gebracht werden.

Diese Ziffer belehrt uns aber auch, dass für Bahnlagen, die selbst bei weniger günstigen Adhäsions-Verhältnissen mit relativ schweren Zügen befahren werden sollen, die Steigung von 50‰ in der That die Grenze bezeichnet, wo noch die unbedingt erforderliche volle Fahrsicherheit erzielt werden kann.

Wollte man jedoch, trotz der bereits erwähnten Schwierigkeiten, nebst der Fahrsicherheit auch dem ökonomischen Momente Rechnung tragen, so würde sich die Sache, wenigstens für die gewöhnlicheren Fälle der Bahnanlagen, anders gestalten.

In ökonomischer Beziehung steht schon die durch ein starkes Gefälle bedingte grosse Anzahl der Bremswagen, sowie die bedeutende Vermehrung der Zugszahl einer allgemeineren Anwendung sehr starker Steigungen entgegen, da beide Factoren eine wesentliche Complicirung und Vertheuerung des Betriebes zur Folge haben.

Während z. B. auf dem Gefälle von 30‰ ($\frac{1}{3}$) noch $\frac{1}{3}$ Bremsachsen im Zuge genügen, so fordert das Gefälle von 50‰ mindestens $\frac{2}{3}$ der im Zuge laufenden Achsen als Bremsachsen.

Eine so bedeutende Anzahl Bremsachsen immer zur Verfügung zu haben, ist für Localbahnen, insbesondere wenn sie vornehmlich auf den Verkehr und die Benützung fremder Güterwagen angewiesen sind, nur in seltenen Fällen möglich.

Nicht weniger unvortheilhaft erweist sich die Zunahme der Anzahl der verkehrenden Züge; denn während auf einer Steilrampe mit 35‰ massgebender Steigung die Zugszahl, im Vergleiche mit jener auf einer Strecke mit 25‰, bloss um circa 45% zunimmt, so steigt diese Zunahme für 40‰ Steigung schon auf mehr als 70%, für 50‰ sogar auf circa 134%. Eine derartige Vermehrung kann unter Umständen den ganzen Betriebs-Charakter einer Strecke verändern und erhöht jedenfalls die Kosten erheblich.

Eine mit Berücksichtigung der sehr sparsamen Betriebs-Einrichtungen einer Localbahn durchgeführte Betriebskosten-Rechnung ergibt folgendes Verhältniss der Kostenzunahme.

Für die Steigungen: 25‰, 30‰, 35‰, 40‰, 45‰, 50‰ wachsen die Kosten wie 1 : 1.07 : 1.165 : 1.305 : 1.465 : 1.64.

Wir sehen, dass die Kostenzunahme von der Steigung von 35‰ angefangen, eine sehr rapide ist.

Im Zusammenhalte mit den Anlagekosten einer Bahn liefert jedoch die Vergleichung mehrerer Steigungsvarianten ganz andere, von den speciellen Verhältnissen abhängige Resultate, so dass die Normirung einer ökonomisch noch vortheilhaften Maximalsteigung für Localbahnen, ähnlich wie dies für Hauptbahnen mit der Steigung von 25‰ geschah, sicherlich nicht angeht und es daher am zweckmässigsten erscheint, die Beurtheilung des ökonomischen Effectes der auf einer Localbahn anzuwendenden Maximalsteigung in jedem einzelnen Falle der betreffenden Bahnunternehmung zu überlassen.

Will man sich ein beiläufiges Bild von den gegenseitigen Beziehungen der Bau- und Betriebskosten auf verschiedenen Steigungsvarianten machen, so ist dies nur durch Combination verschiedener specieller Verhältnisse dieser Kosten und unter gewissen Voraussetzungen möglich.

Bezeichnet man die eigentlichen Betriebskosten, exclusive Verzinsung des Anlagecapitals,

für kleinen	Verkehr mit k ,
„ mittelgrossen	„ „ $2k$,
„ sehr grossen	„ „ $4k$,

so werden sich nach dem oben angegebenen Zunahmeverhältnisse die Betriebskosten darstellen lassen:

für Steigung 25‰, 30‰, 35‰, 40‰, 45‰, 50‰.
durch k , 1.07 k , 1.165 k , 1.305 k , 1.465 k , 1.64 k .

Die jährliche Verzinsungsquote für die mit 25‰ ansteigende Variante sei z ; mithin in Folge Verkürzung der Baustrecke bei Anwendung stärkerer Steigungen und unter Voraussetzung nahezu gleicher kilometrischer Baukosten für unsere sechs Steigungsvarianten:

$$z, \frac{z}{1.2}, \frac{z}{1.4}, \frac{z}{1.6}, \frac{z}{1.8}, \frac{z}{2.0}$$

Die Gesamt-Betriebskosten, inclusive Capitals-Verzinsung, sind daher:

auf der Steigung:	25‰,	30‰,	35‰,
für kleinen Verkehr:	$k + z$,	$1.07k + \frac{z}{1.2}$,	$1.165k + \frac{z}{1.4}$,
„ mittelgr. „	$2k + z$,	$2.14k + \frac{z}{1.2}$,	$2.33k + \frac{z}{1.4}$,
„ grossen „	$4k + z$,	$4.28k + \frac{z}{1.2}$,	$4.66k + \frac{z}{1.4}$,
auf der Steigung:	40‰,	45‰,	50‰,
für kleinen Verkehr:	$1.305k + \frac{z}{1.6}$,	$1.465k + \frac{z}{1.8}$,	$1.64k + \frac{z}{2.0}$,
„ mittelgr. „	$2.61k + \frac{z}{1.6}$,	$2.93k + \frac{z}{1.8}$,	$3.28k + \frac{z}{2.0}$,
„ grossen „	$5.22k + \frac{z}{1.6}$,	$5.86k + \frac{z}{1.8}$,	$6.56k + \frac{z}{2.0}$.

Nimmt man ferner die Verzinsungsquote z als in einem gewissen Verhältnisse zu den Minimal-Betriebskosten k stehend, so kann man allgemein $\frac{z}{k} = \varepsilon$, mithin $z = \varepsilon k$ setzen.

Wir wollen nun folgende drei Abstufungen der Baukosten in Rechnung ziehen und mit den drei oben bezeichneten Betriebskosten combiniren. Wir setzen

für sehr niedrige Baukosten	$z = 1.5k$,
„ mässig hohe	„ $z = 3.0k$,
„ sehr hohe	„ $z = 5.0k$.

Substituirt man diese Werthe für z in die, die Gesamtkosten darstellenden Ausdrücke und eliminirt das allen Ausdrücken gemeinschaftliche constante k , so erhält man für die neun Combinationen von Betriebs- und Baukosten folgende Verhältnisszahlen:

	Betriebskosten	Verzinsung $z =$	25‰	30‰	35‰	40‰	45‰	50‰
1. kleiner Verkehr auf sehr billiger Bahn	k	1.5 k	2.5	2.32	2.236	2.243	2.298	2.39
2. mittelgrosser " " " " " "	2 k	"	3.5	3.39	3.401	3.548	3.763	4.03
3. grosser " " " " " "	4 k	"	5.5	5.53	5.731	6.158	6.693	7.31
4. kleiner Verkehr auf mässig theurerer Bahn	k	3 k	4.0	3.57	3.308	3.18	3.132	3.14
5. mittelgrosser " " " " " "	2 k	"	5.0	4.64	4.473	4.485	4.597	4.78
6. grosser " " " " " "	4 k	"	7.0	6.78	6.803	7.095	7.527	8.06
7. kleiner Verkehr auf sehr theurerer Bahn	k	5 k	6.0	5.237	4.736	4.43	4.243	4.14
8. mittelgrosser " " " " " "	2 k	"	7.0	6.307	5.901	5.735	5.708	5.78
9. grosser " " " " " "	4 k	"	9.0	8.447	8.231	8.845	8.638	9.08

Anmerkung.

Zur völligen Klarstellung der diesen Vergleichsberechnungen zu Grunde gelegten Begriffe:

„Kleiner Verkehr, sehr billige Bahn, grosser Verkehr, sehr theure Bahn“, dürfte die Angabe bestimmter Zahlenwerthe von Nutzen sein.

Als „kleiner Verkehr“ wird eine jährliche Nettofracht von 30.000 Tonnen angenommen.

Bei einer Länge der Bahnstrecke von 30^{km} für die Steigung von 25‰ und bei Annahme der Verwendung von kleinen Achtkuppler-Tendermaschinen*), stellen sich die jährlichen Betriebskosten für dieses Frachtquantum auf rund 27.000 fl. oder etwa 1 fl. 15 kr. per Zug-Kilometer. Es ist also $k = 27.000$ fl. als Minimal-Kostenbetrag für den Betrieb dieser Bergstrecke von 30^{km} Länge. Was die Baukosten anbelangt, so werden dieselben absichtlich mit dem sehr geringen Betrage von 27.000 fl. per Kilometer angenommen, um auch dieser Eventualität Rechnung zu tragen, obwohl dieselbe bei einer Gebirgsstrecke nur im Falle der Ersparniss der Grundeinlösungs- und der Fahrpark-Anschaffungskosten denkbar ist.

Den kilometrischen Baukosten von 27.000 fl. entspricht eine Zinsquote von 1350 fl. per Kilometer; daher 30×1350 fl. = 40.500 fl. = z für die ganze Strecke, oder $z = 1.5 \times 27.000$ fl. = 1.5 k als niedrigste Baukosten-Verzinsung.

Die dem Begriffe „grosser Verkehr“ entsprechende Frachtmenge würde nach dem obigen Ansatz von 3000 Tonnen Minimalfracht mindestens $4 \times 30.000 = 120.000$ Tonnen sein, und kann diese Frachtbewegung als eine für Localbahnen hohe Leistung betrachtet werden, da schon auf der Steigung von 25‰ für 120.000 Tonnen Netto-Transportlast ein täglicher Lastzugsverkehr von 8 bis 9 Zügen, auf der Steigung von 50‰ jedoch von 20 Zügen nöthig wird, und eine weitere Steigerung der Verkehrsmenge den Betriebscharakter der Bahn total verändern würde, so dass dieselbe nicht mehr in die Kategorien der hier besprochenen Localbahnen einzurechnen wäre.

Die als höchste Verzinsungsquote für „sehr theure Bahn“ angenommene Relation, $z = 5k$, ist nach dem Vorhergehenden 5×27.000 fl. = 135.000 fl., mithin die kilometrischen Baukosten $\frac{135.000}{30^{km}} \times \frac{100}{5} = 90.000$ fl., also eine für Localbahnen in der That sehr hohe Baukostenziffer.

*) Im Allgemeinen kann zwar der Achtkuppler für Localbahnen nicht empfohlen werden.

Die in der vorstehenden Tabelle zusammengestellten Verhältnisszahlen gestatten die sofortige Berechnung der Gesamtkostenziffer, sobald ein bestimmtes k angenommen ist.

Diese Tabelle zeigt deutlich, dass die grossen Steigungen nur für die weniger häufig vorkommenden Fälle einen ökonomischen Vortheil bieten, wo ein geringer Verkehr auf relativ theurerer Bahn bewegt werden soll; sie zeigt aber auch, dass die Steigung von 25‰ nur für jene Fälle günstig ist, wo ein relativ grosser Verkehr auf ungewöhnlich billigerer Bahn stattfindet.

Für die gewöhnlichen Fälle, wo Verkehr und Baukosten in keinem von einander weit abweichenden Verhältnisse stehen, zeigen die Steigungen mit 30 und 35‰ die Minima der Verhältnisszahlen.

So viel geht jedoch aus den Ziffern der Tabelle mit unzweifelhafter Bestimmtheit hervor, dass die bisher für Hauptbahnen als Norm angesehene Gebirgsbahn-Steigung von 25‰ für Localbahnen nur in seltenen Fällen von Vortheil sein wird, und dass daher Localbahnen unbedenklich mit grösseren Steigungen, die immer eher über als unter 30‰ liegen werden, ausgeführt werden dürfen.

Als einen approximativen Mittelwerth könnte man allenfalls 33‰ ($\frac{1}{30}$) betrachten; jedoch kann und darf dieser Ziffer im Hinblick auf die wiederholt hervorgehobene grosse Verschiedenheit der speciellen Verhältnisse der Localbahnen keinerlei normative Bedeutung beigemessen werden.

Für die Erleichterung der Anwendung starker Steigungen auf Localbahnen wird es genügen, wenn die aus Sicherheitsrücksichten festzuhaltende Grenze auf 50‰ ($\frac{1}{20}$), erweitert, im Uebrigen aber den Localbahn-Unternehmungen in der Anwendung starker Steigungen vollkommen freie Hand gelassen wird.

(Schluss folgt.)

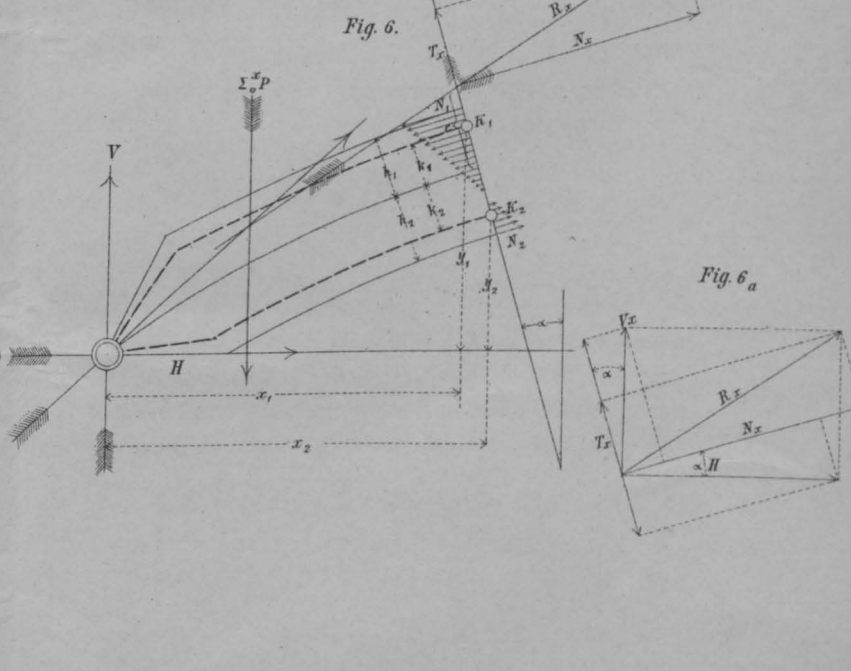
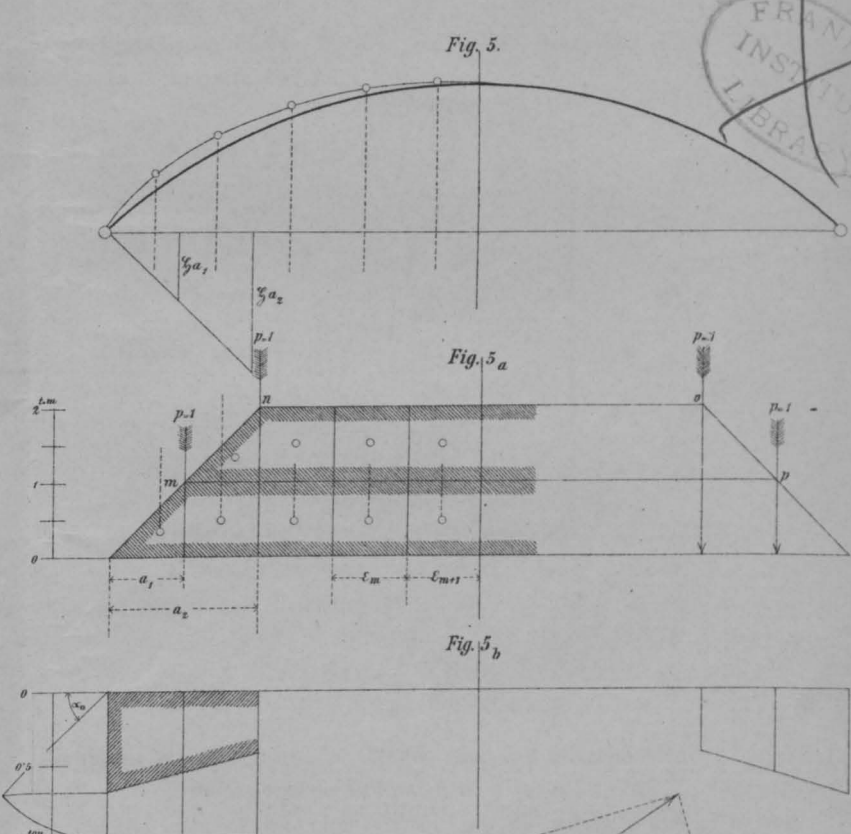
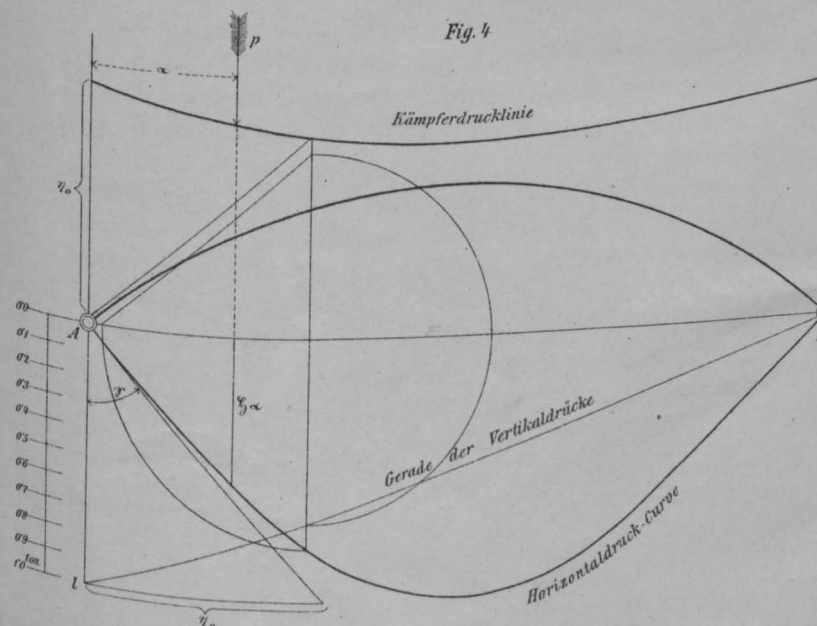
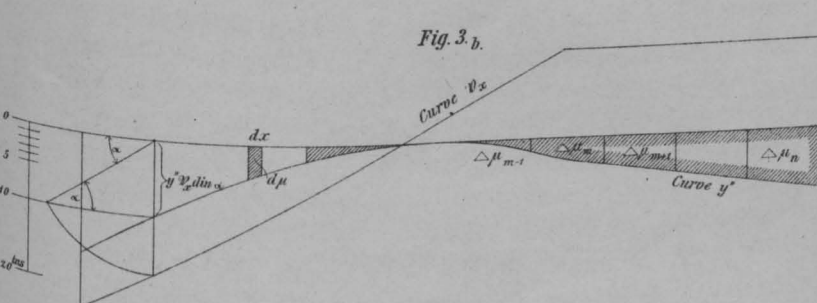
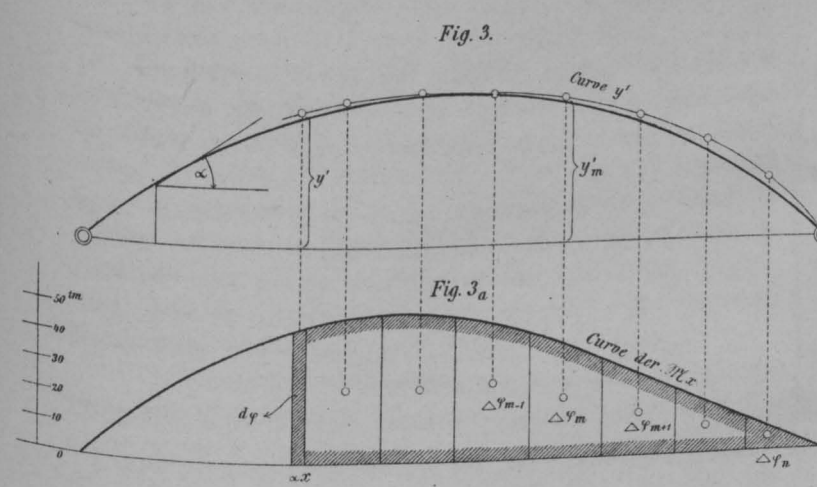
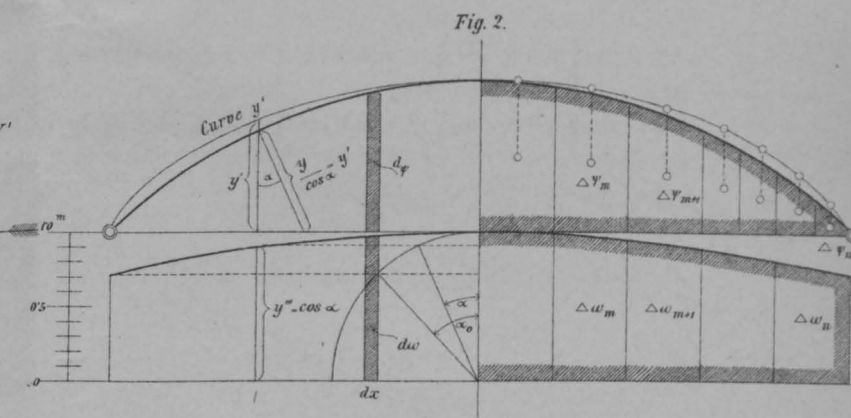
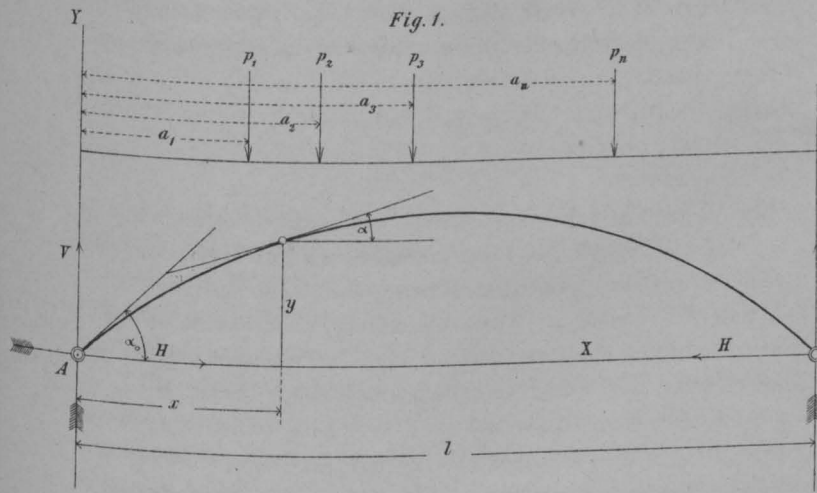


Fig. 1. Futtermauern

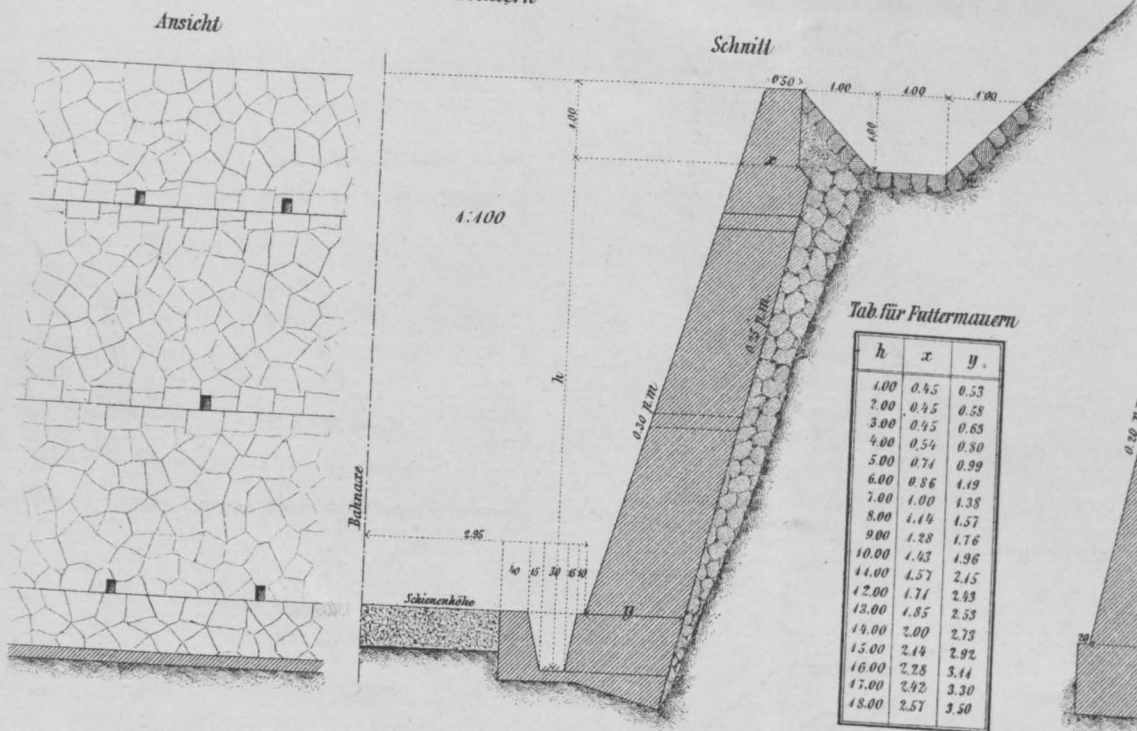


Fig. 2. Stützmaern.

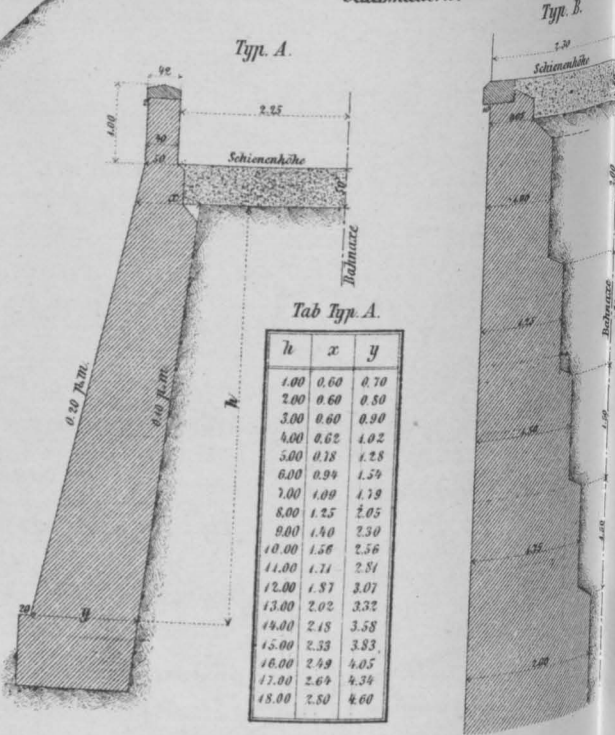


Fig. 6. Einschnitt, al. Telegrafista.

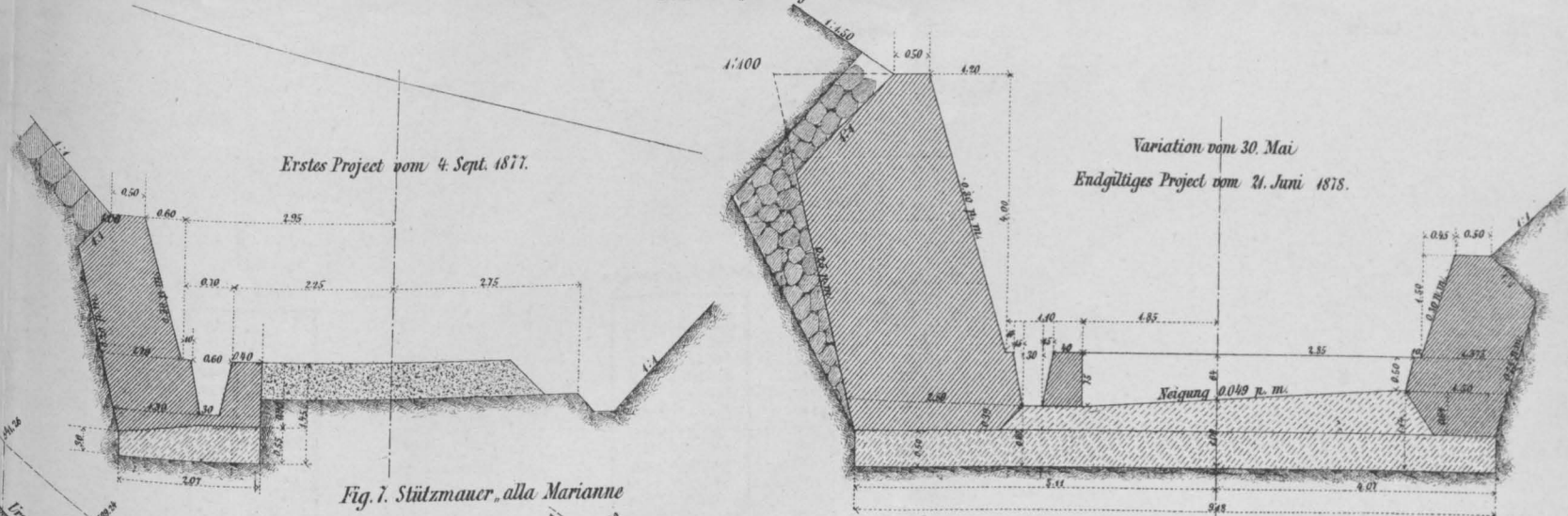


Fig. 7. Stützmaer, alla Marianne

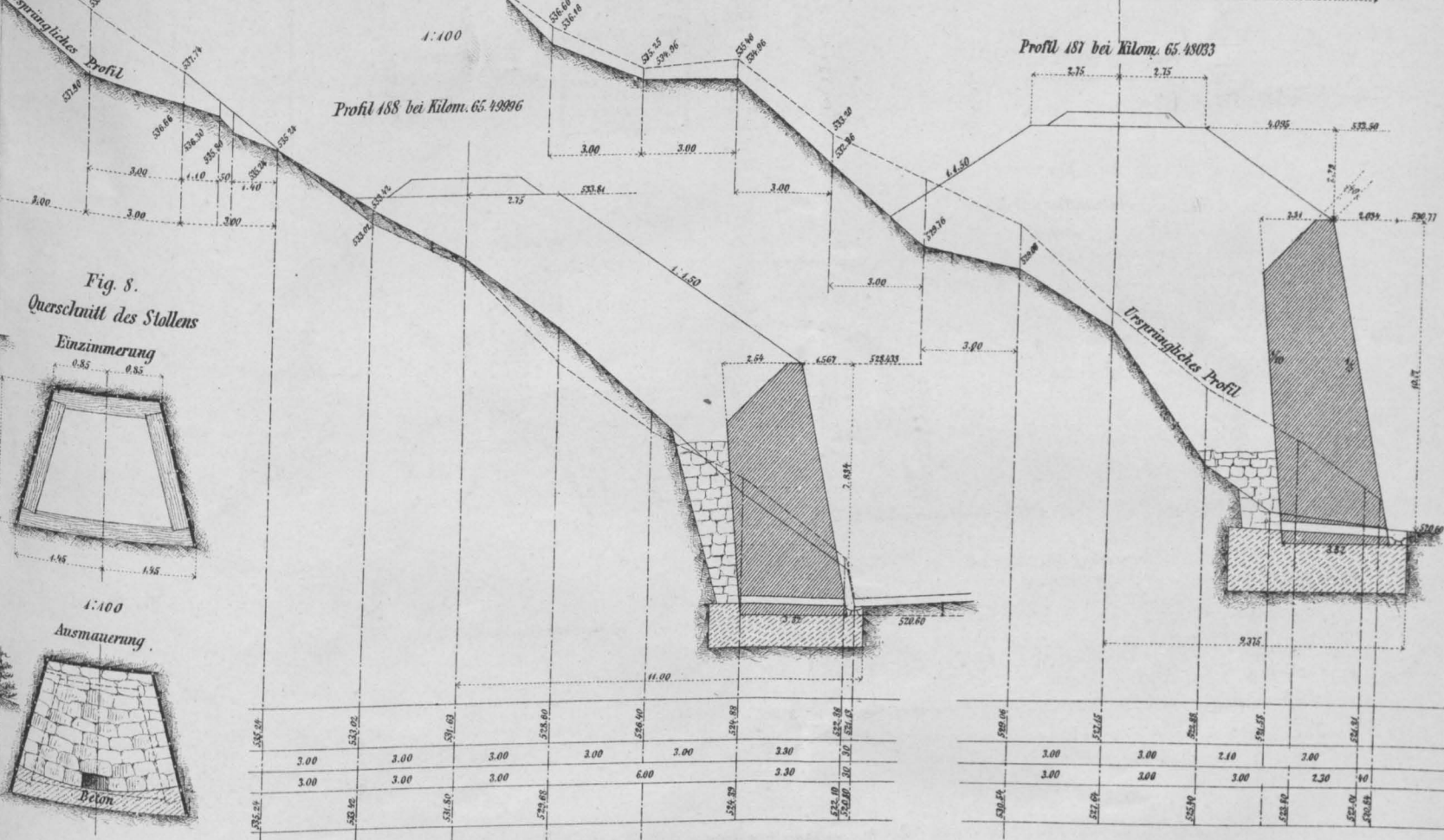


Fig. 3. Stützmaer mit Bögen

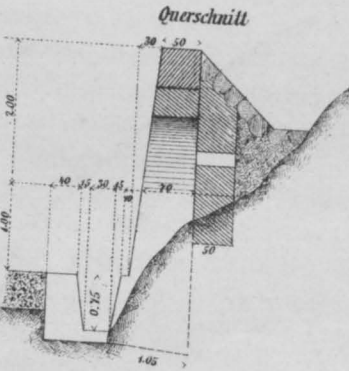
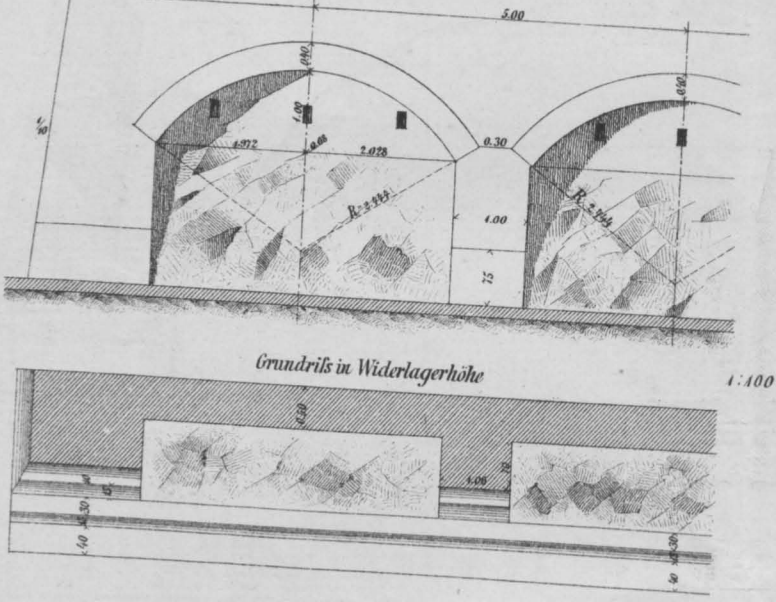


Fig. 5. Fels Einschnitt

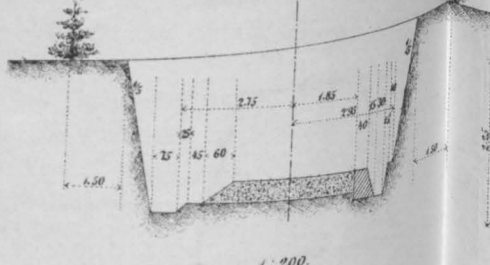


Fig. 8. Querschnitt des Stollens

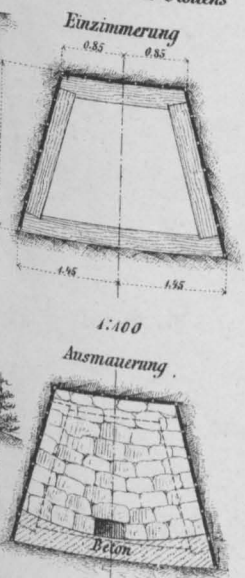
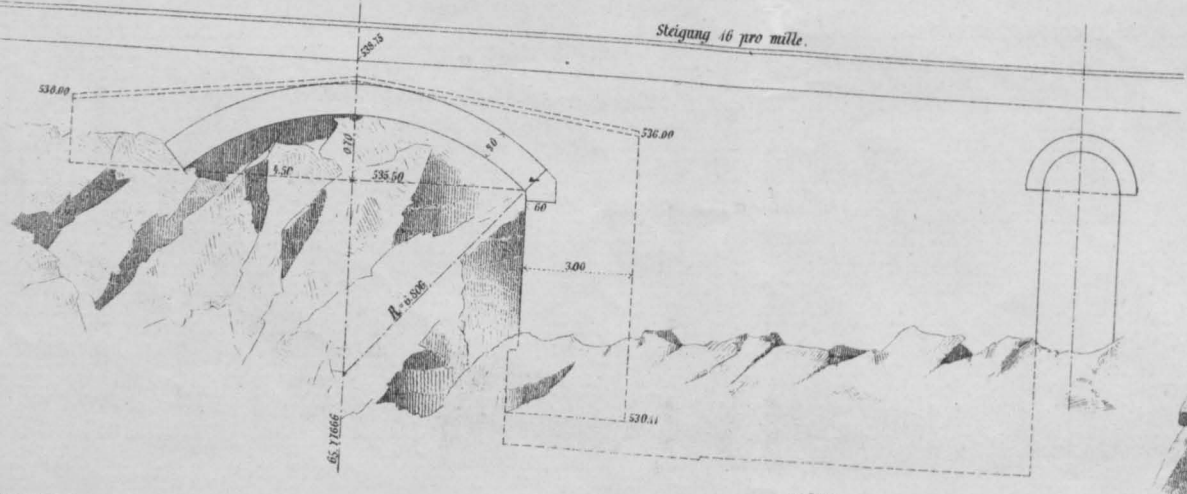


Fig. 4. Ersatz einer Stützmaer durch einen Bogen von 9 met. l. W. bei Kilom. 65 776



Erd Einschnitt

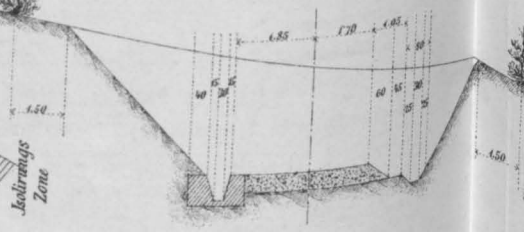
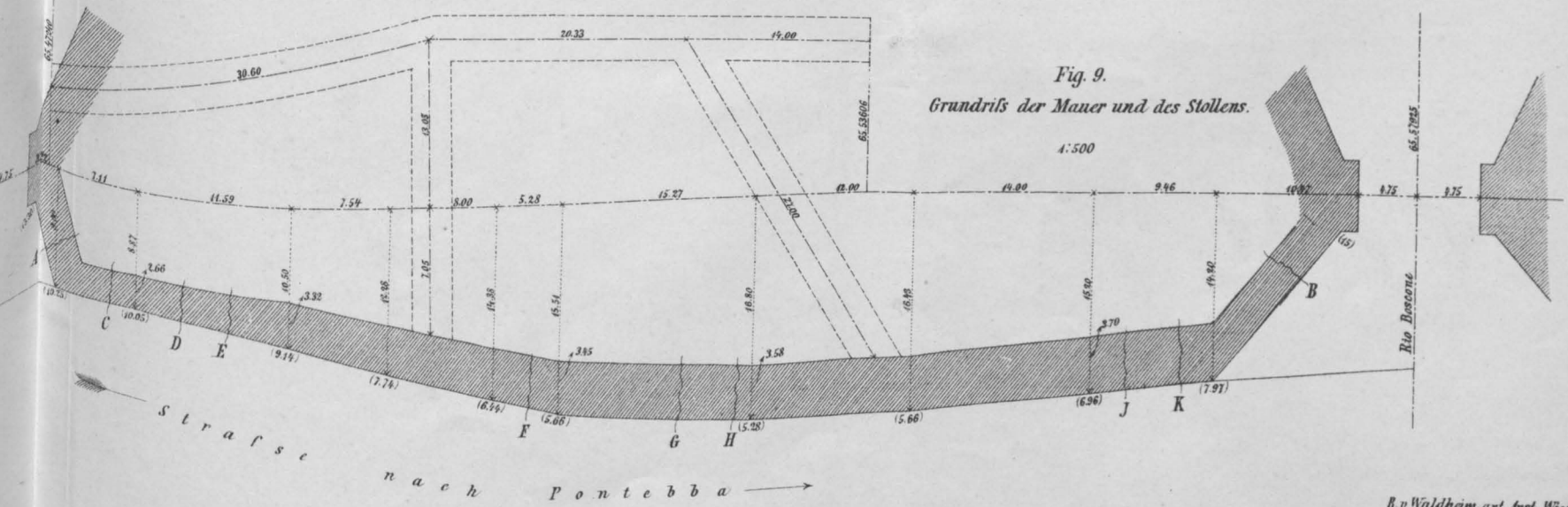


Fig. 9. Grundriss der Maer und des Stollens.

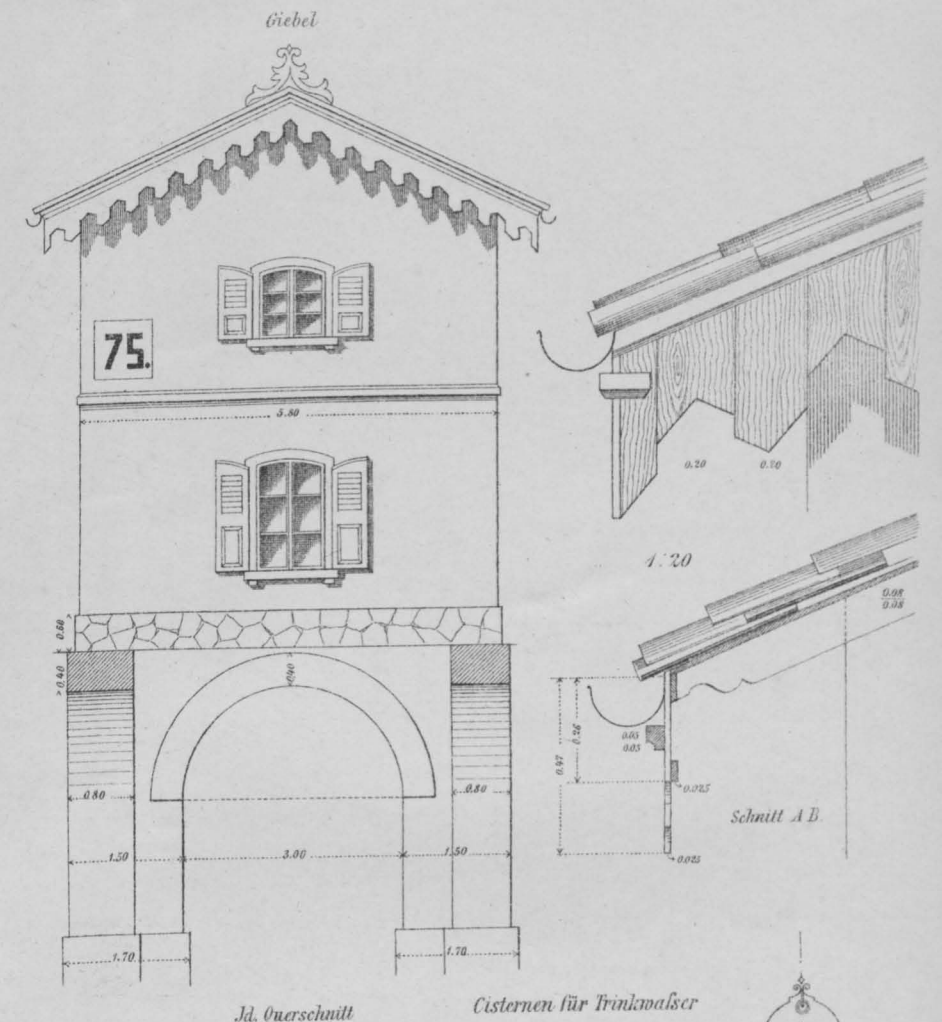
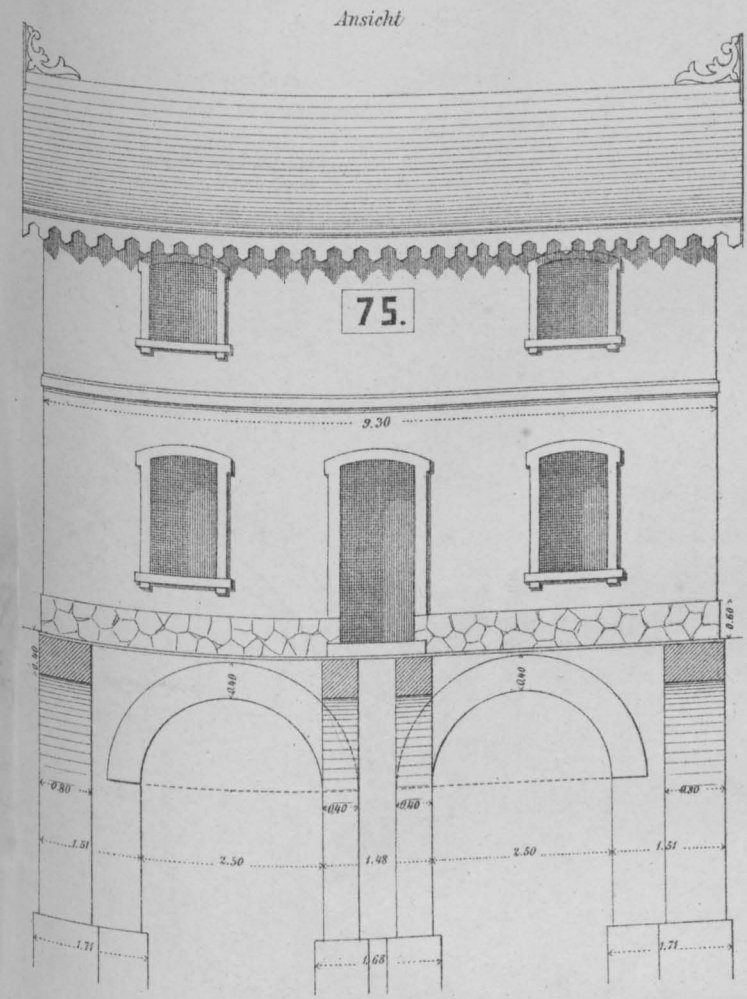
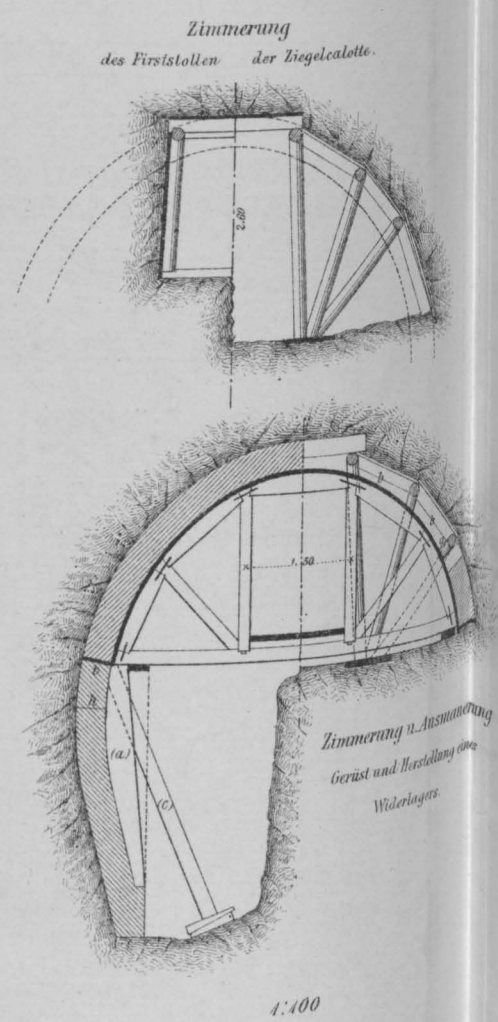
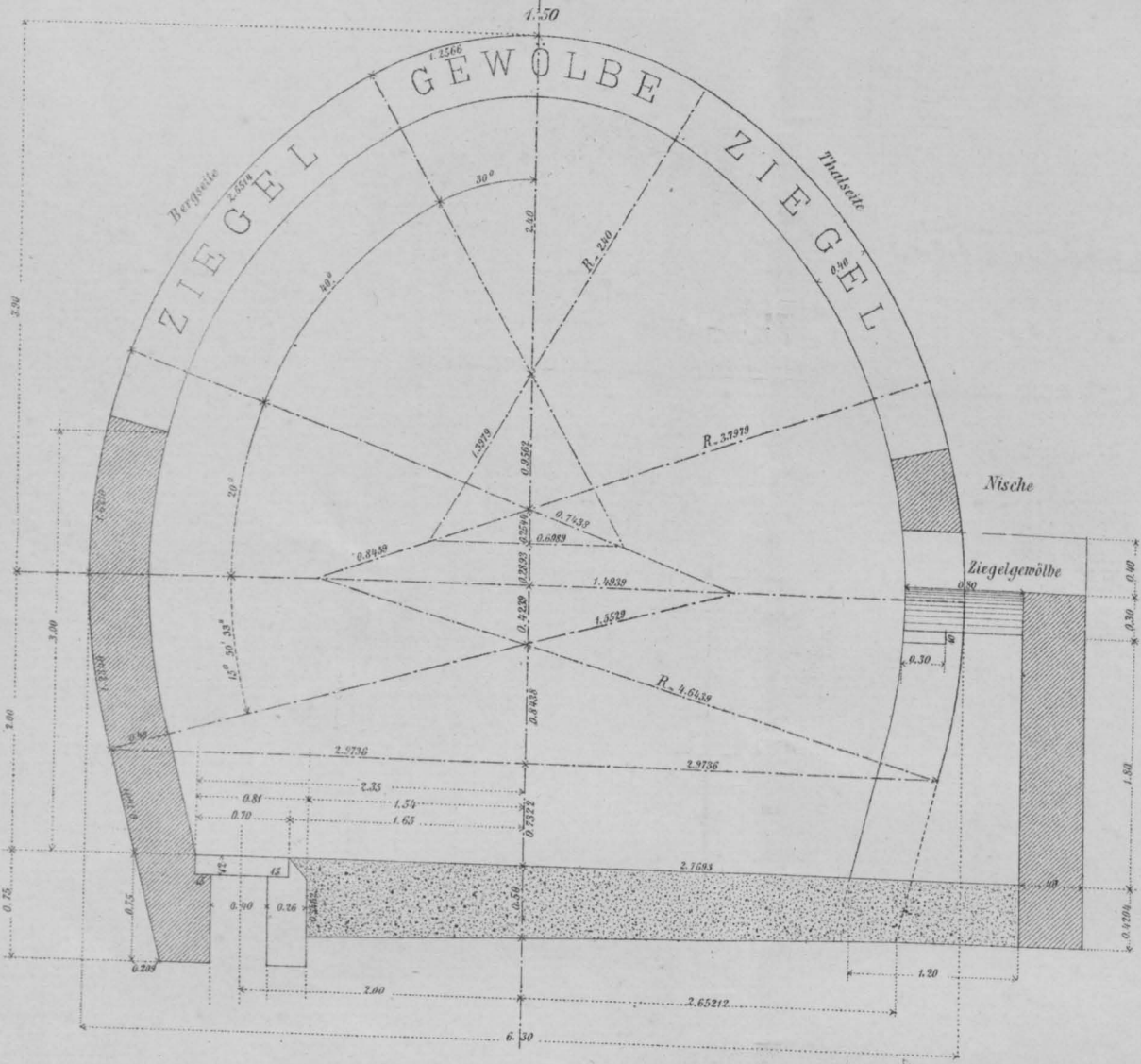


DIE PONTEBBABAHN.

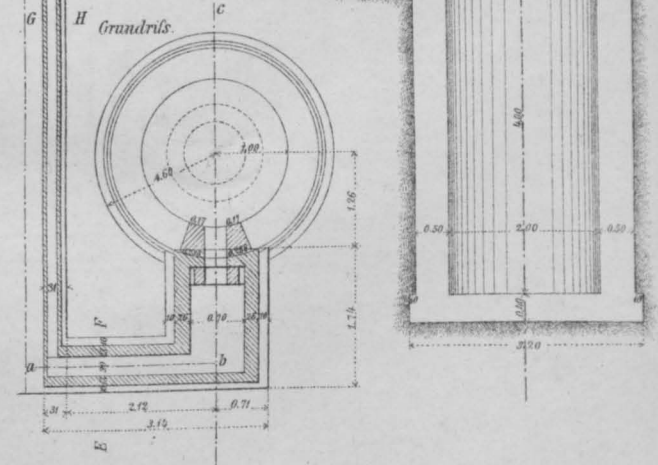
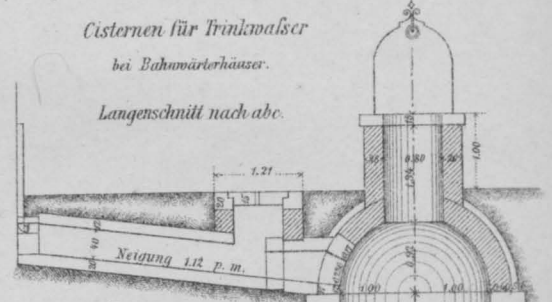
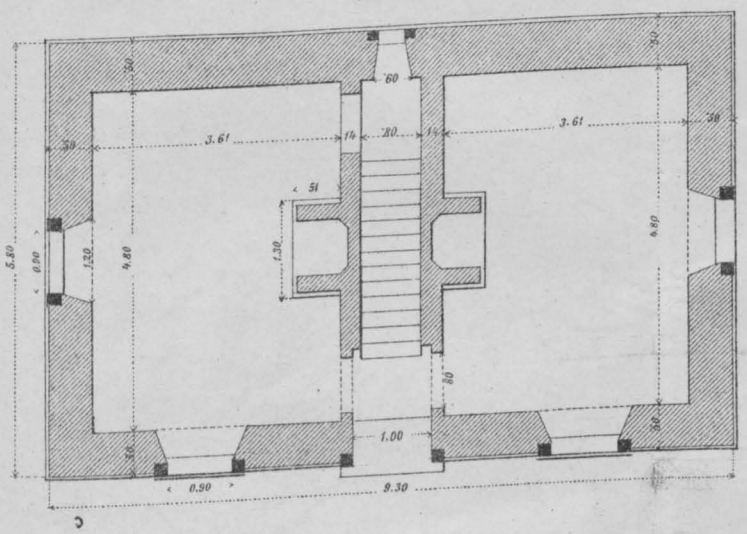
Normalprofil und schwächste Ausmauerung

Tunnels.

Bahnhüterhaus.

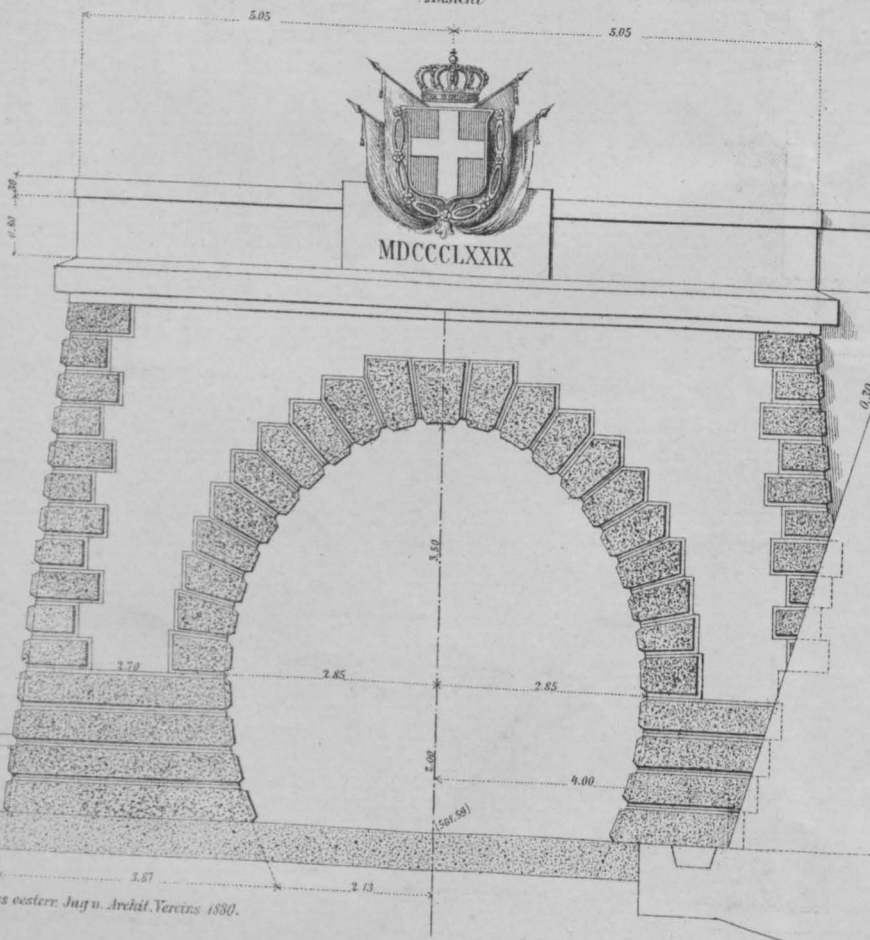


Längsschnitt des Fundaments



Nördliches Portal des Tunnels „San Rocco“

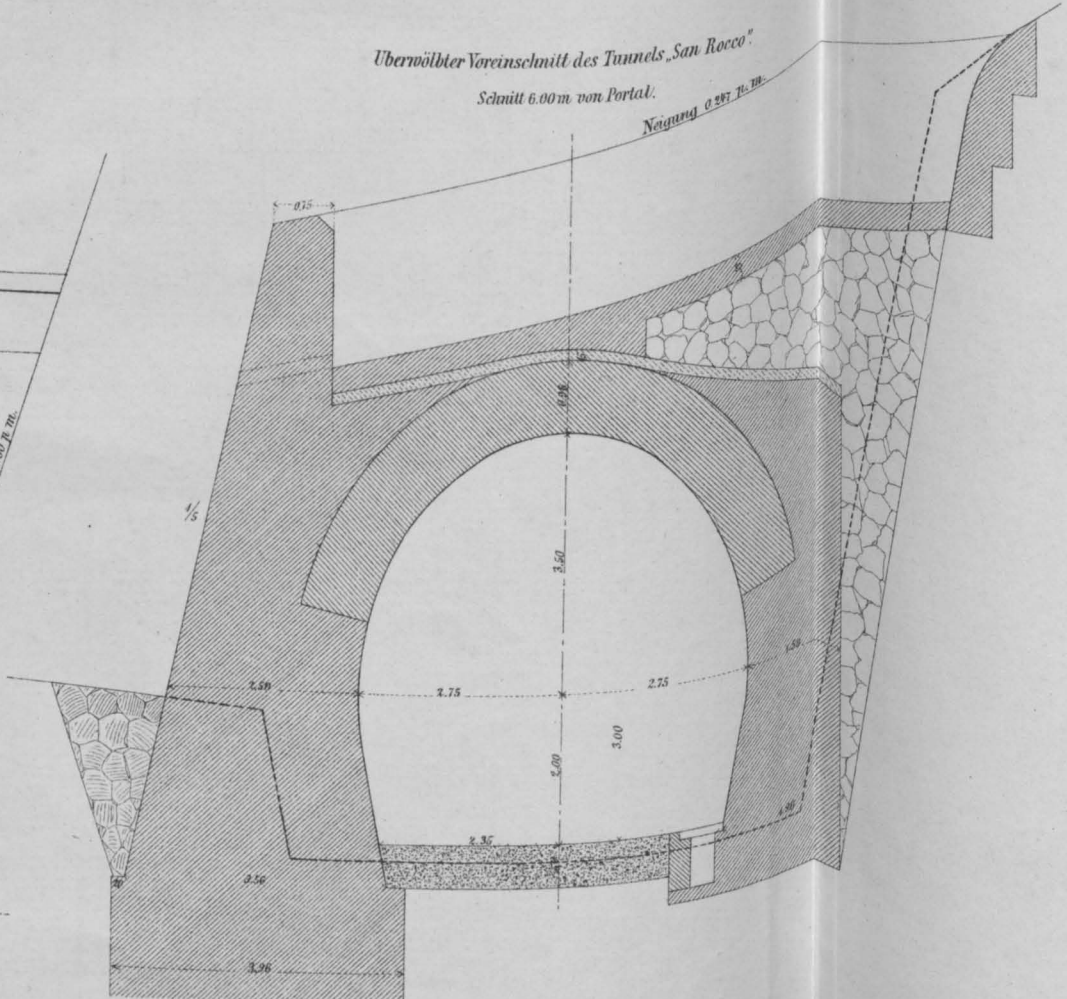
Ansicht



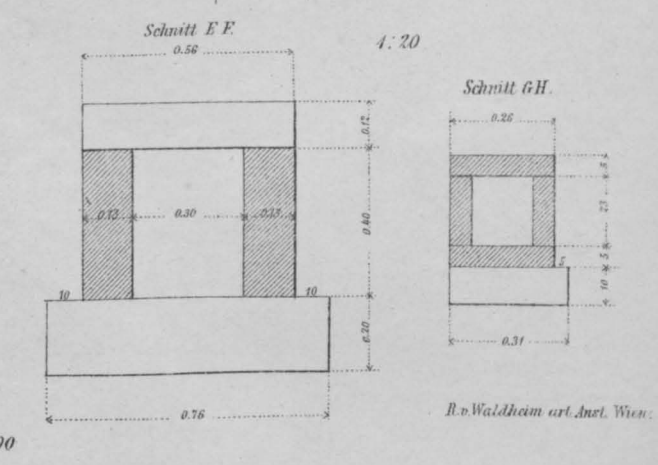
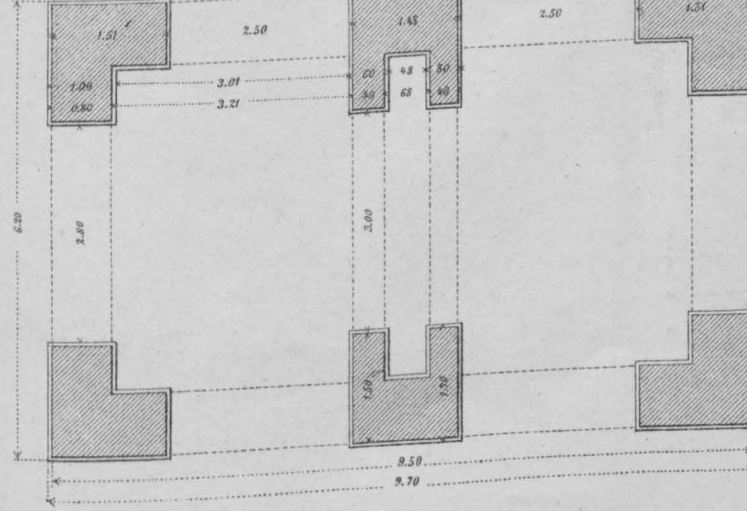
Überwölbter Voreinschnitt des Tunnels „San Rocco“

Schnitt 6.00 m von Portal.

Neigung 0.287 p. m.



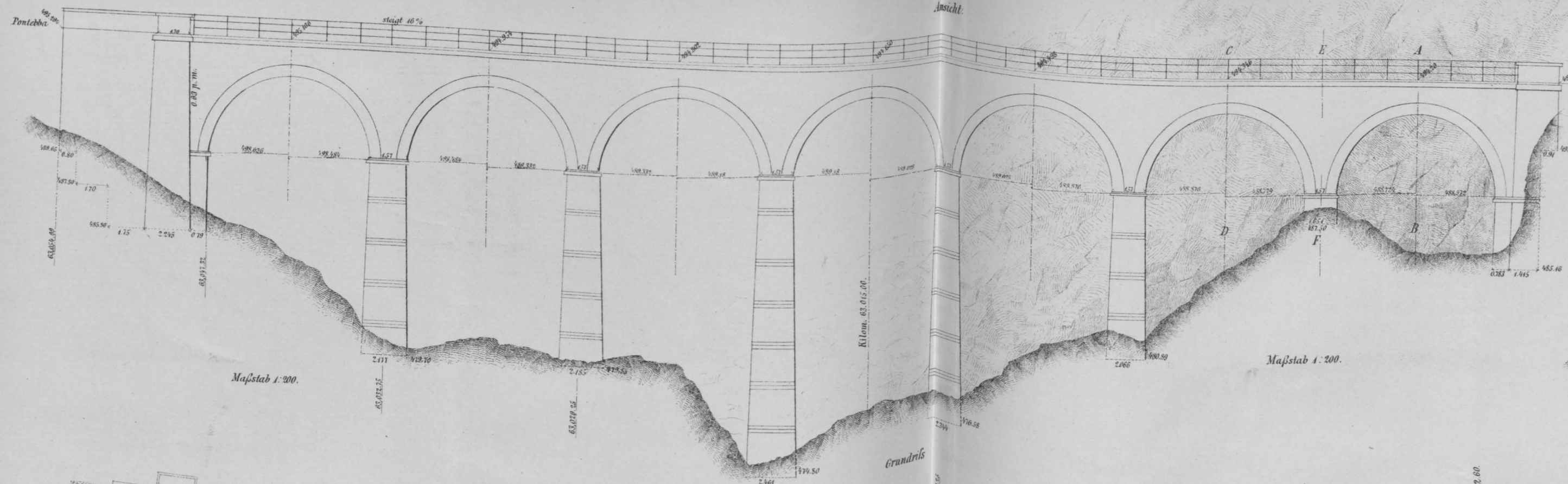
Grundriss im Fundament



Zeichn. des oester. Jug u. Arch. Verens 1830.

R. v. Waldheim cart. Aust. Wien.

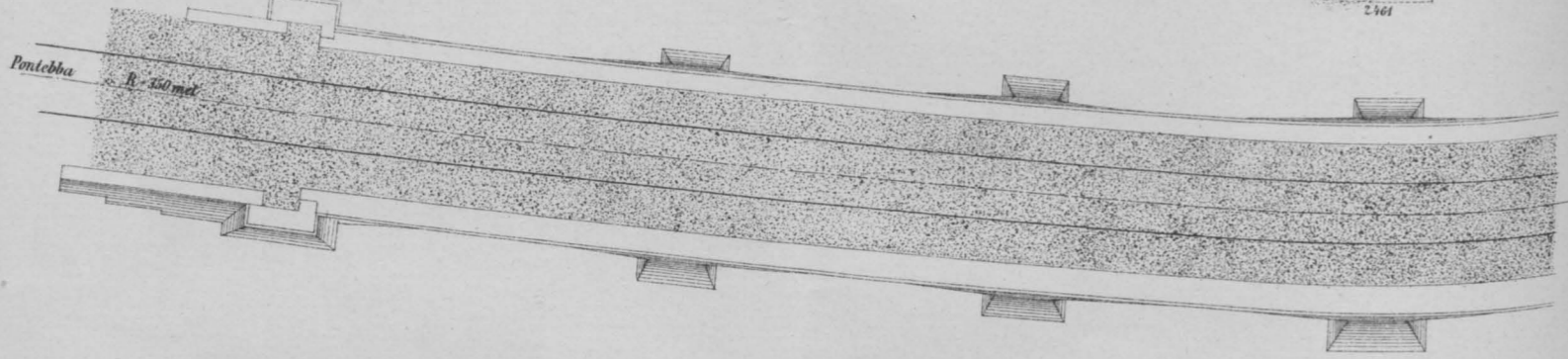
Viaduct von Pontebba.
Ansicht.



Maßstab 1:200.

Kilom. 63.015 00.

Grundriß



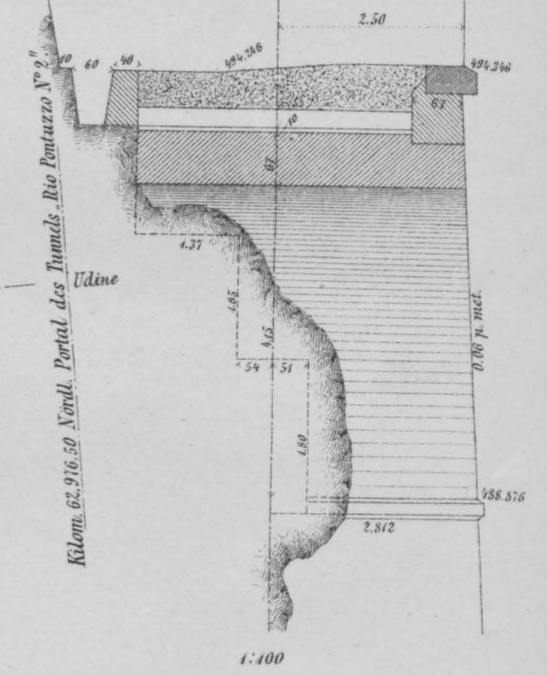
Rad. 350m

Kilom. 63.000 75

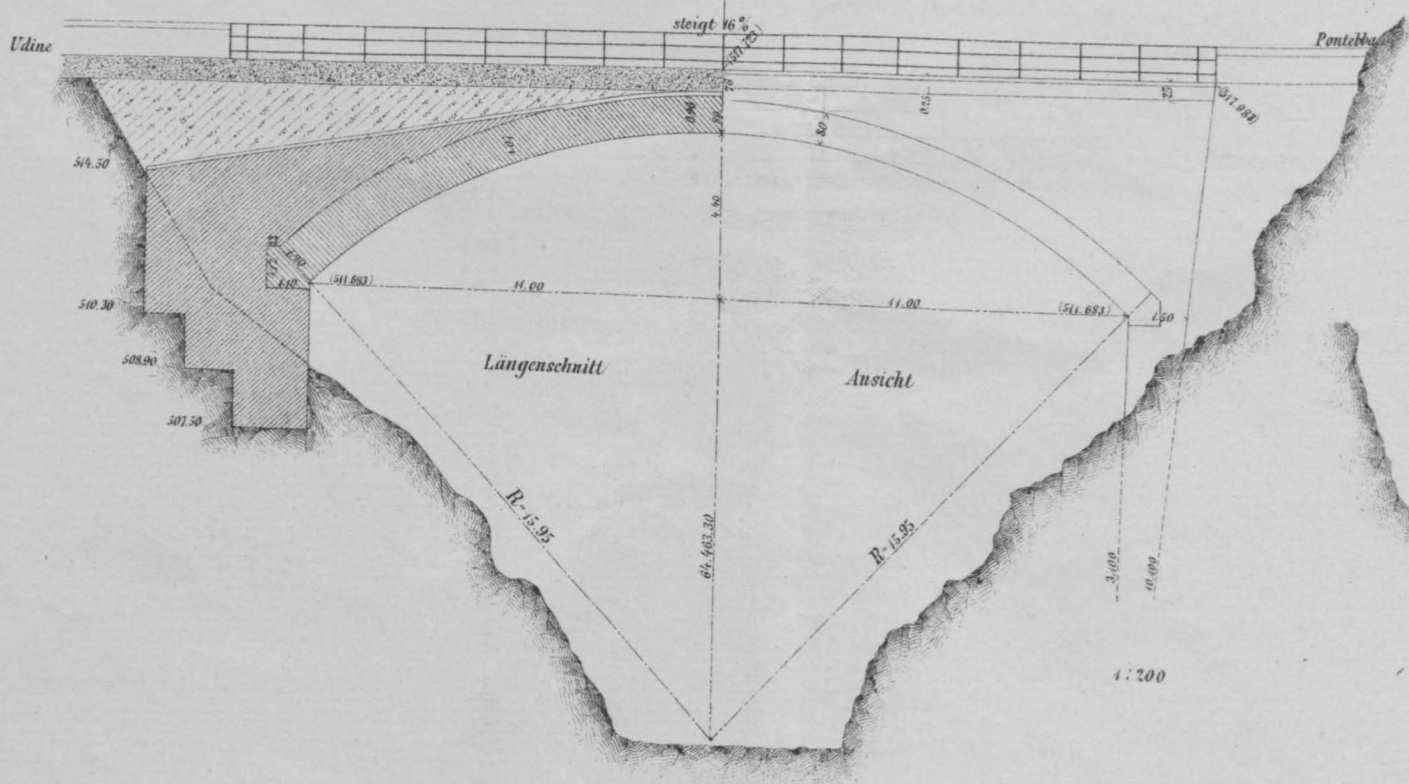
Kilom. 62.991 25

Kilom. 62.982 60

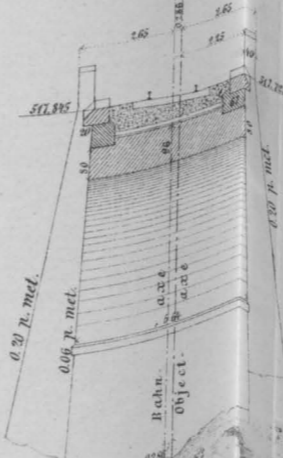
Schnitt C.D. Ansicht gegen Udine



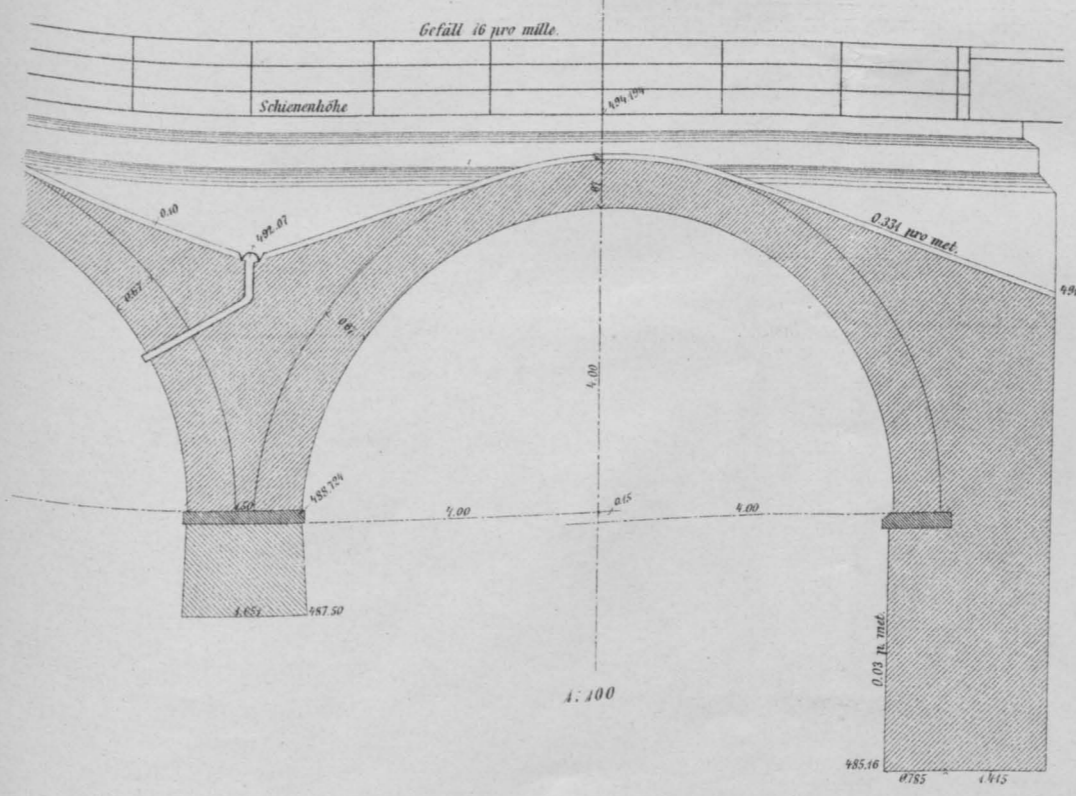
Brücke über 'Rio della Costa'



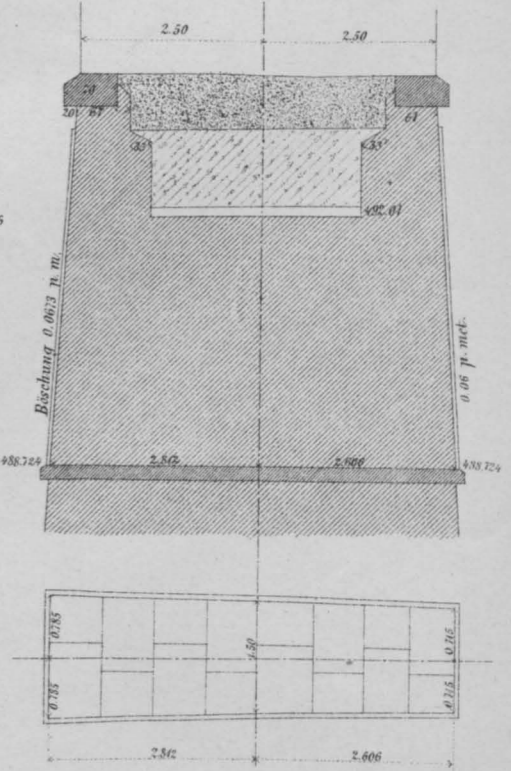
Querschnitt

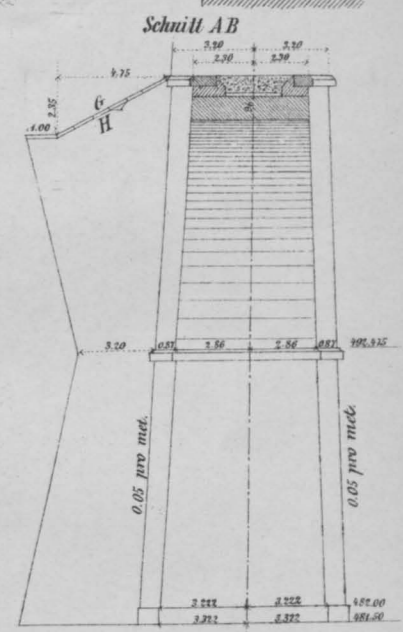
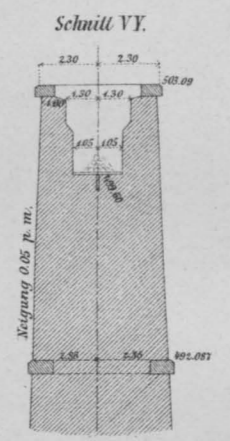
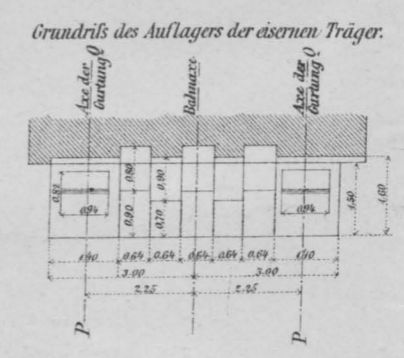
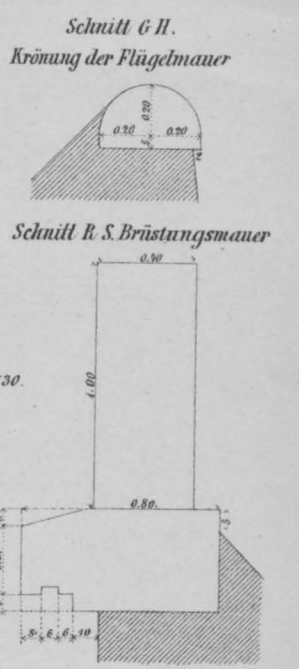
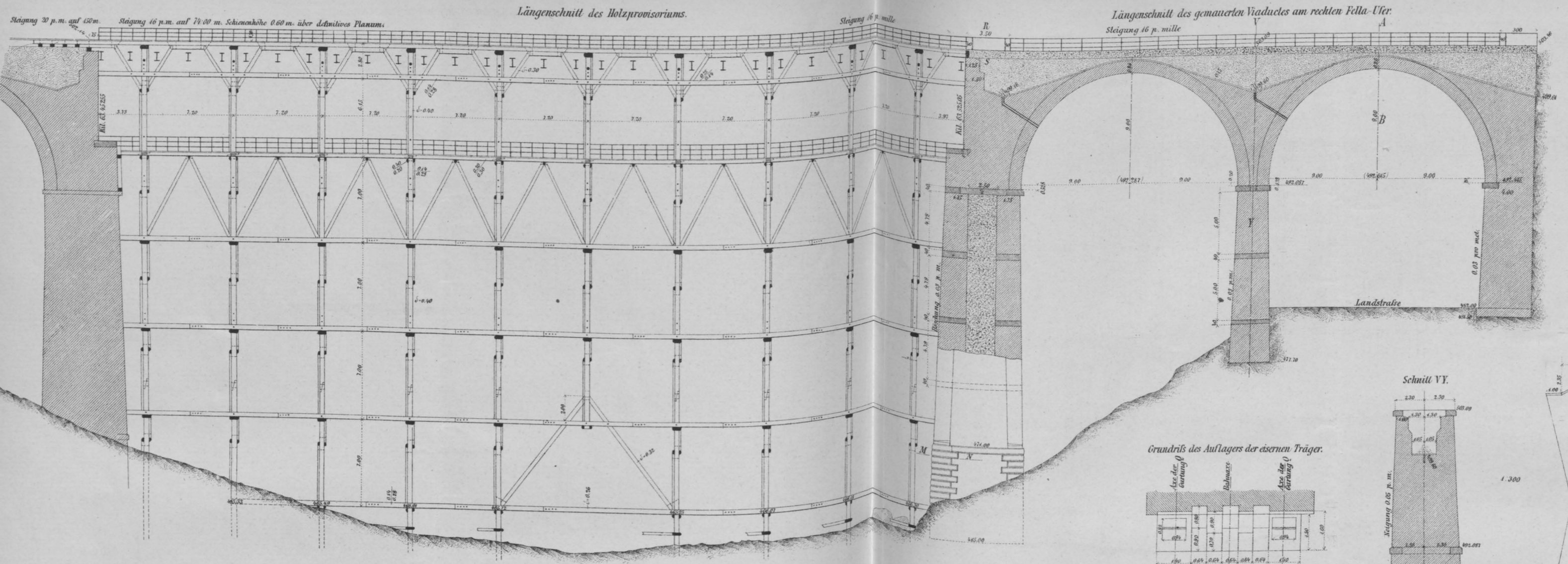


Längenschnitt des Widerlagers gegen Udine

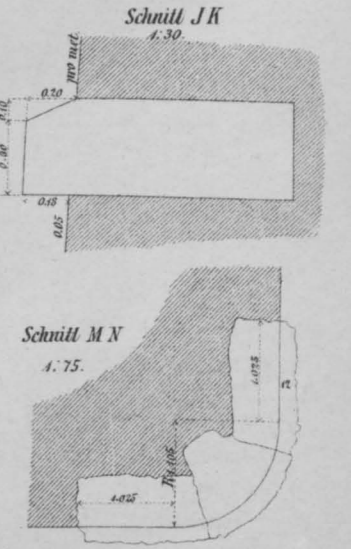
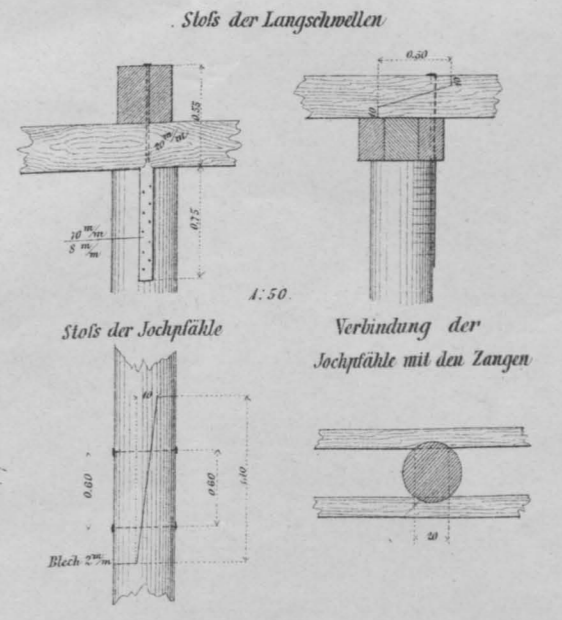
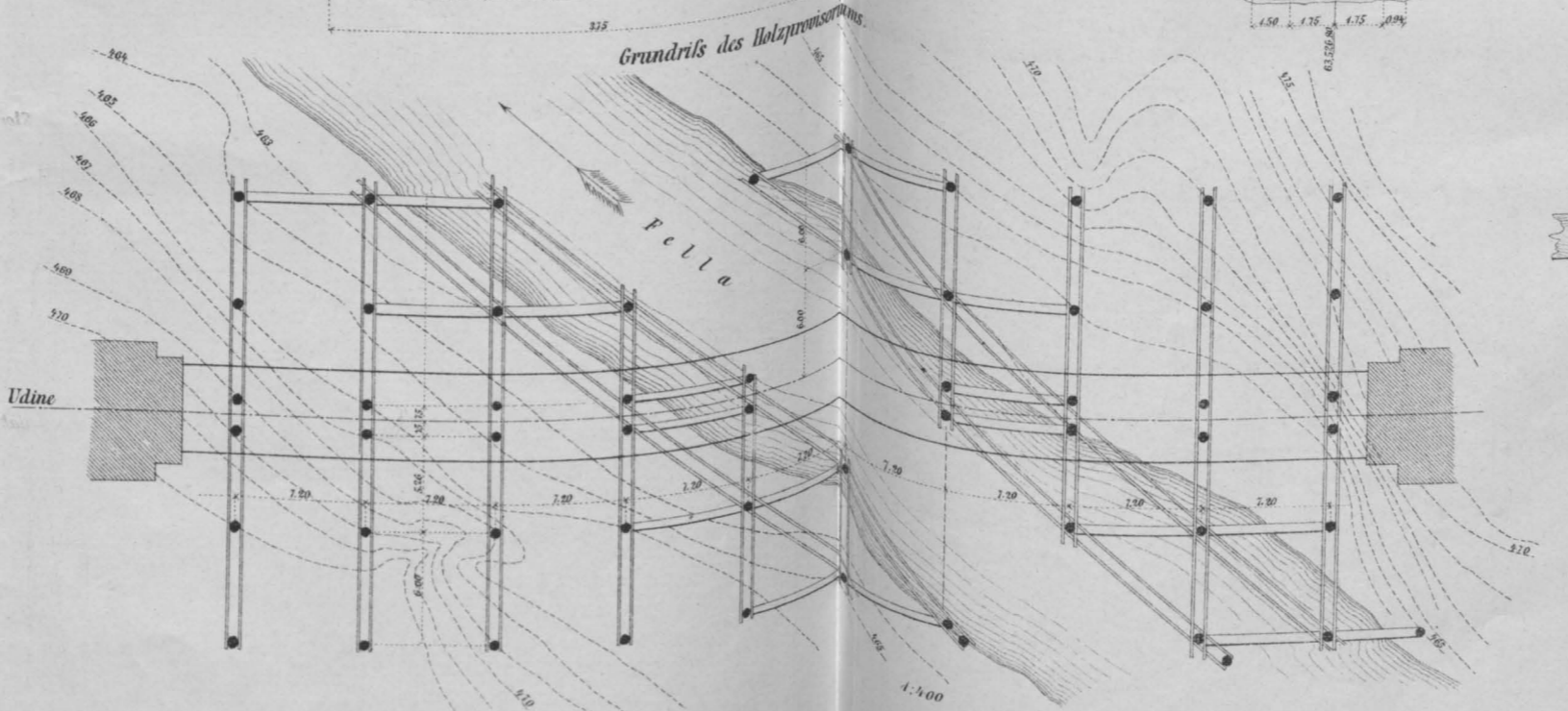
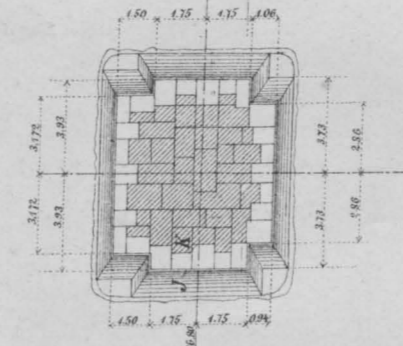
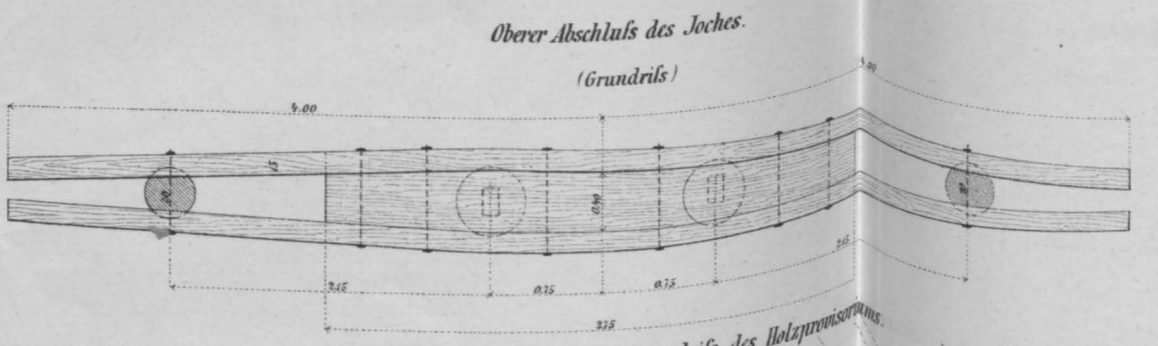
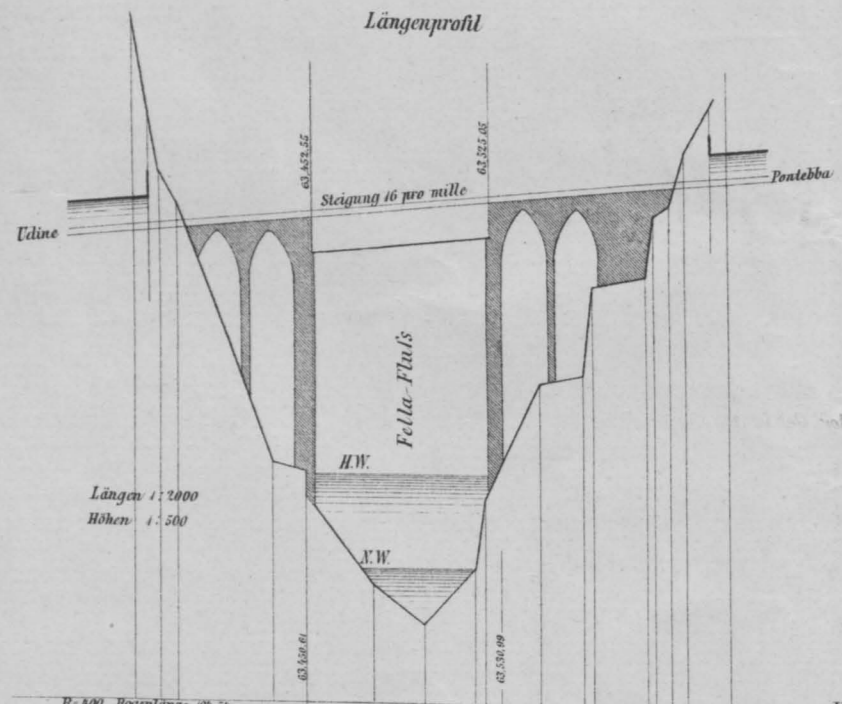


Schnitt E F



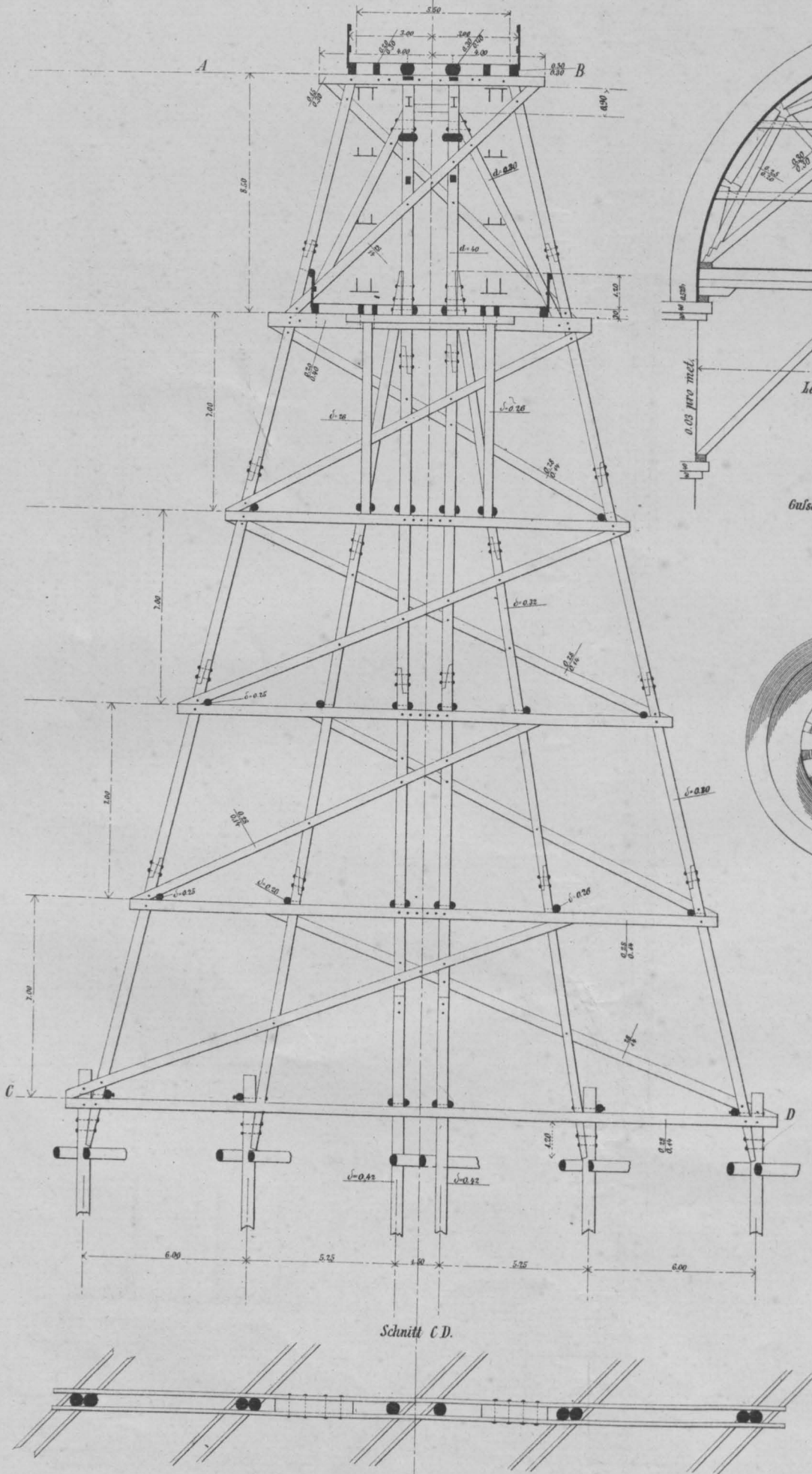


Maßstab 1:300



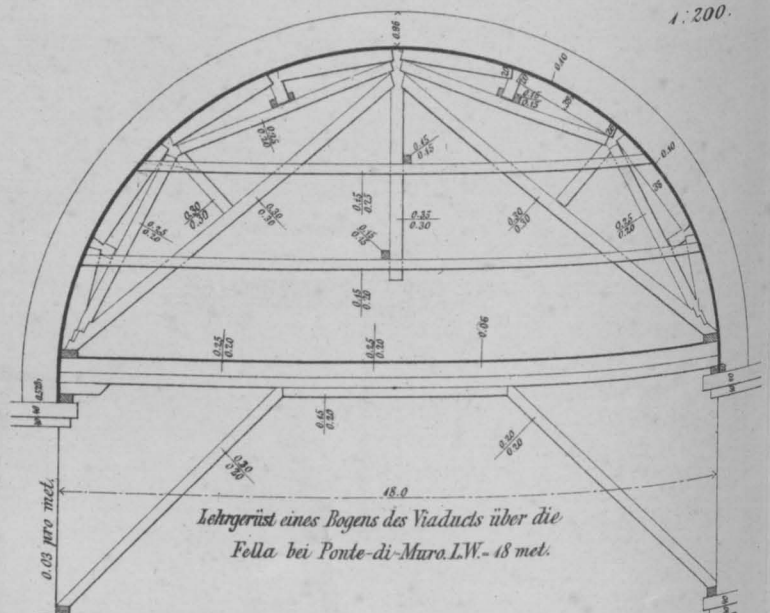
	R=400 Bogenlänge 49.54		Gerade m ⁴ 80.38		R=350 Bogenlänge 28.89	
Höhe der Bahn 0.50 m. unter der Schienenhöhe	63.225.65	63.225.65	63.225.65	63.225.65	63.225.65	63.225.65
Natürl. Terrain	63.225.65	63.225.65	63.225.65	63.225.65	63.225.65	63.225.65
Distanzen	9.80	6.50	37.55	18.70	27.00	10.89
Meter 1-100	82.27	79.27	79	76.57	76.57	76.57
N ^o Section	79	75	79	79	79	79
Kilometer	63.4		63.5		63.6	

Fig. 1. Querschnitt des Gerüsts, Ansicht eines Joches.



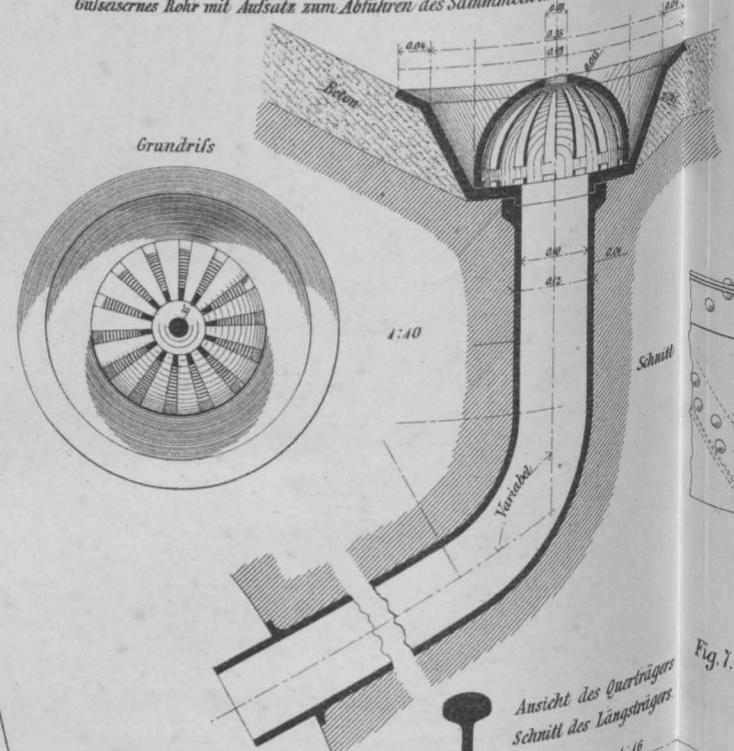
Maßstab 1:200.

Fig. 2. Ansicht 1:200.



Lehrgerüst eines Bogens des Viaducts über die Fella bei Ponte-di-Muro L.W. - 18 met.

Fig. 3. Gusseisernes Rohr mit Aufsatz zum Abführen des Sammelwassers in den gemauerten Viaducten



Ansicht des Querträgers Schnitt des Längsträgers

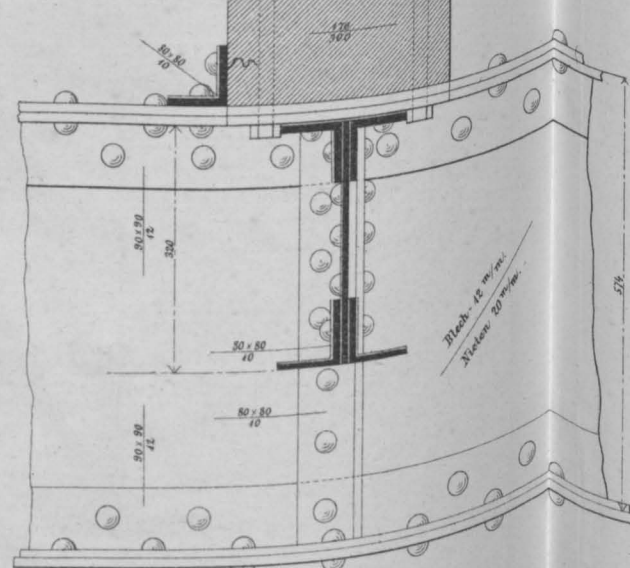


Fig. 5. Querschnitt

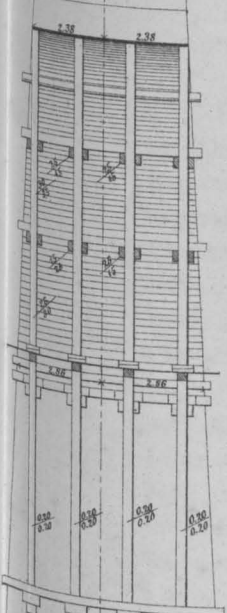
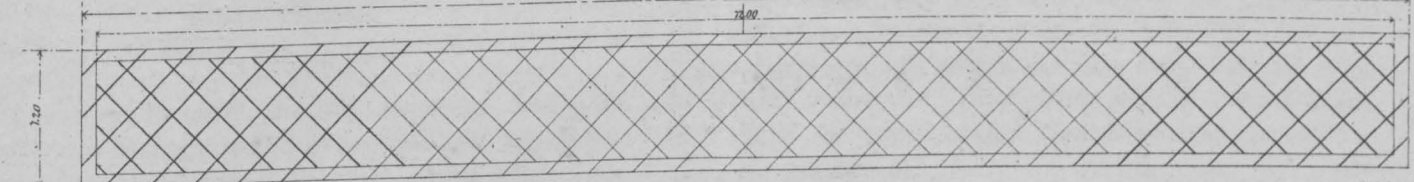
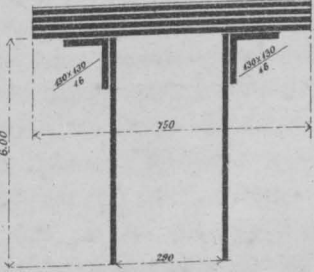


Fig. 4. Schema des eisernen Trägers.



Gurtquerschnitte größter



kleinster

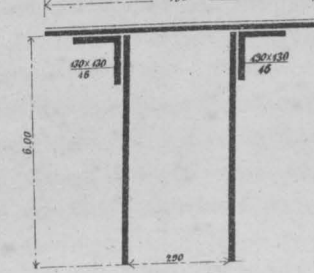


Fig. 6. Verbindung zwischen Querträger und Gurt.

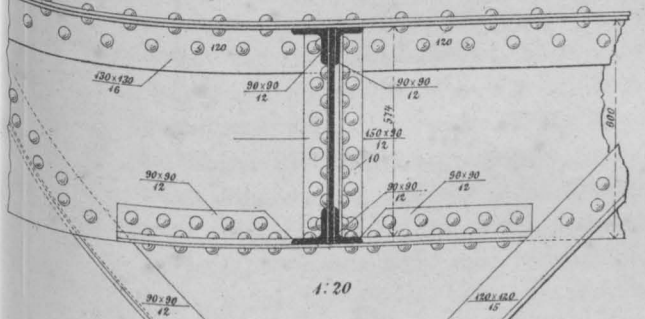


Fig. 7. Schnitt des Querträgers, Ansicht des Längsträgers.

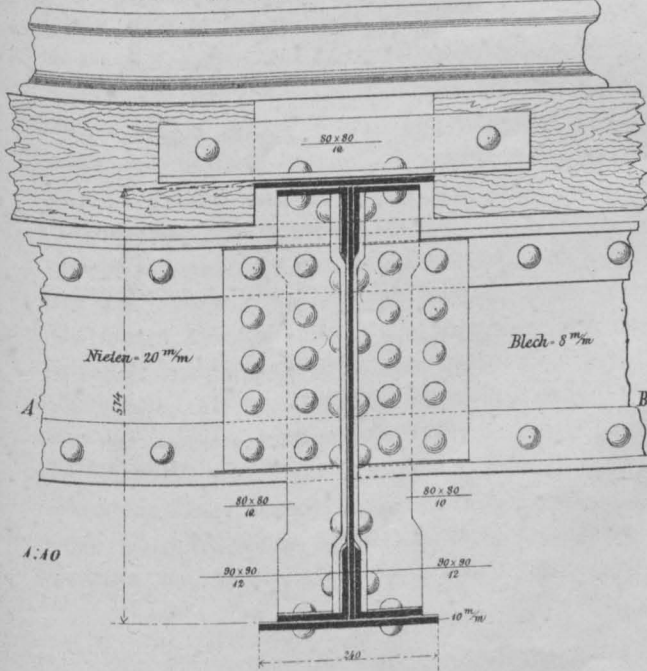


Fig. 5. Querschnitt Endständer gegen Pontealba.

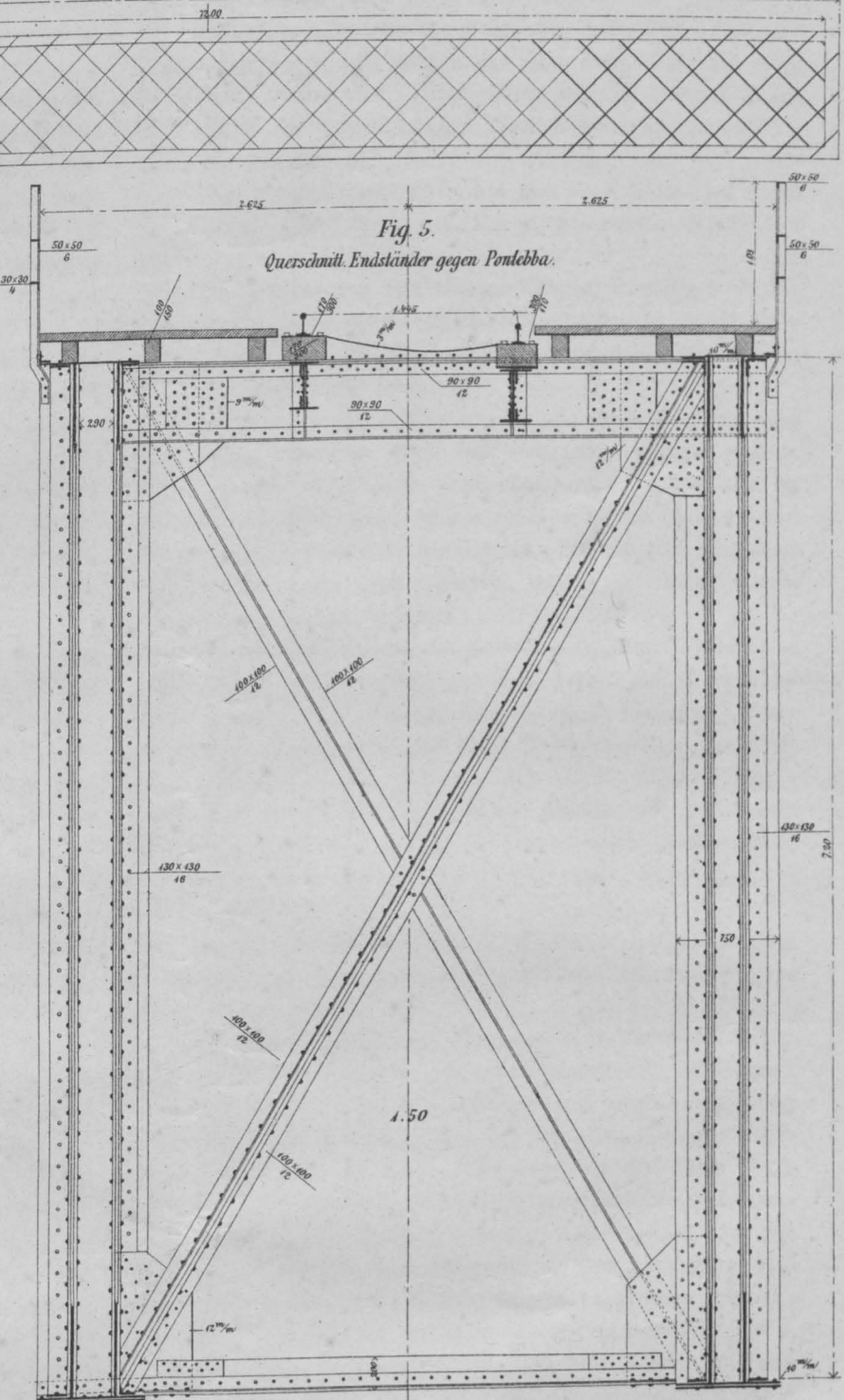


Fig. 8. Rollager am Pfeiler Pontealba.

