



Geschiebemergel hat eine verhältnismäßig gleichmäßige Kornverteilung; etwa die Hälfte besteht aus Sand und grobem Mehlsand (> 0,06 mm). Der darunterliegende Bänderton ist hinsichtlich der Korngröße wesentlich ungleichmäßiger zusammengesetzt. Die groben Schluffe (0,02 bis 0,006 mm) überwiegen bei ihm mit 50%. Die Versuchsanstalt erklärt, daß der Geschiebemergel, der im allgemeinen einen tragfähigen Baugrund bildet, in diesem Falle infolge seines verhältnismäßig hohen Wassergehaltes zunächst nachgiebig ist, daß der Boden aber schon bei verhältnismäßig geringer Wasserabgabe (2 bis 2,5% der Gesamtsubstanz) widerstandsfähig wird, und daß die im Boden vorhandenen Sande dann einen tragfähigen Stützkörper zur Aufnahme der Pfeilerlast bilden, daß die Setzungen schon während des Baues entstehen, so daß nach Fertigstellung der Pfeiler nur noch geringe, allmählich abklingende Bewegungen bleiben. Bei Anwendung von Pfählen würde durch die eintretende Verdichtung das gleiche erreicht werden, was im Falle des Fehlens der Pfähle während des Baues durch die Pfeilerauflast entsteht. Der Bänderton wird als tragfähiger bezeichnet, der verdichtete Geschiebemergel steht jedoch dem Bänderton an Tragfähigkeit nicht nach. Auch das Gutachten der Degebo sagte Setzungen bei einer unmittelbaren Gründung auf Geschiebemergel voraus.

III. Die Gründungen.

a) Allgemeines.

Die Gründungen wurden noch vor Beendigung der Baugrunduntersuchungen ausgeschrieben. Der Ausschreibung lag ein Vorentwurf nach Abb. 3 zugrunde.

In diesem Entwurf hatte die Reichsbahndirektion Stettin (aufgestellt noch für eine zweigleisige Eisenbahnbrücke) Druckluftgründungen vorgesehen auf den Ordinaten — 23,00 m für Widerlager A (Festlandseite), — 18,00 m für Pfeiler I (Klappenpfeiler), — 11,00 m für Pfeiler II (Klappenspitzenpfeiler) und Widerlager B (Dänholmseite).

Wegen der großen Abmessungen der Grundfläche (Widerlager A 26,00 · 21,00 m) sollten die Widerlager auf drei getrennte Senkkasten gegründet werden.

Nach Herausgabe der Ausschreibungen ging das Gutachten der Geologischen Landesanstalt ein, das bewirkte, den bisherigen Entwurf aufzugeben und auf ein Sonderangebot der Firma Wayss & Freytag (das noch abgeändert wurde) einzugehen. Nach diesem Entwurf wurde Widerlager A auf hohem Pfahlrost, Pfeiler I auf Unterwassergußbeton nach dem Contractor-Verfahren mit tiefliegendem Pfahlrost und Pfeiler II sowie Widerlager B auf Unterwassergußbeton ohne Pfähle vorgesehen.

Nach einem Vorschlag der Firma Tiefbau-Osten, Stettin, die später mit der Firma Wayss & Freytag in Arbeitsgemeinschaft die Gründungen ausführte, wurde das Widerlager A zweiteilig ausgeführt. Der wasserseitige Teil nimmt bei diesem Entwurf nur die senkrechten Brückenlasten auf, während der landseitige Teil den Erddruck abfängt. Sollten Bewegungen im dammsseitigen Teil auftreten, so können diese keinen schädlichen Einfluß auf die Überbauten ausüben.

Bei dem Bodenaushub für Pfeiler II wurde später festgestellt, daß die für die Gründung vorgesehene Geschiebemergelschicht sehr stark geneigt war. Es wurde zunächst vorgeschlagen, die bereits geschlagene Spundwand tiefer zu rammen und um diese eine behelfsmäßige Spundwand für die Wasserhaltung zu schlagen. Dieser Vorschlag erwies sich jedoch nach sofortigen weiteren Bohrungen als nicht durchführbar.

Die in der Baugrube vorhandene ungünstige Neigung des anstehenden Geschiebemergels bedingt vielmehr das Übergehen zu einer Pfahlgründung. Um größere Bauverzögerungen zu vermeiden, wurden Union-Kastenpfähle Profil UK II gerammt, da diese sofort verfügbar waren.

Bei den laufenden Setzungsbeobachtungen, die durch Grundpegel vorgenommen wurden, erwies sich das Gutachten der Versuchsanstalt und der Degebo grundsätzlich als zutreffend. Die Bauwerke auf Pfahlrost weisen so gut wie keine Senkungen auf, während das Widerlager B, das ohne Pfähle gegründet wurde, Setzungen zeigte (3 bis 4 cm), die zum größten Teil schon während des Baues auftraten.

b) Die Rampppfähle.

Die im Entwurf vorgesehenen Pfähle hatten eine Last von 60 t aufzunehmen und mußten nach den Bodenuntersuchungen eine Länge von mindestens 25 m erhalten. Chemische Untersuchungen des Wassers im Ziegelgraben bei verschiedenen Wasserströmungen und aus verschiedenen Tiefen ergaben eine leicht betonzerstörende Eigenschaft des Wassers. Als Pfahlmaterial wurden deshalb Stahlrohre verwendet. Die zylindrischen Rohre hatten einen äußeren Durchmesser von 400 mm, sie waren aus Schüssen von rd. 6 m Länge teils elektrisch, teils durch Gas zusammengeschweißt.

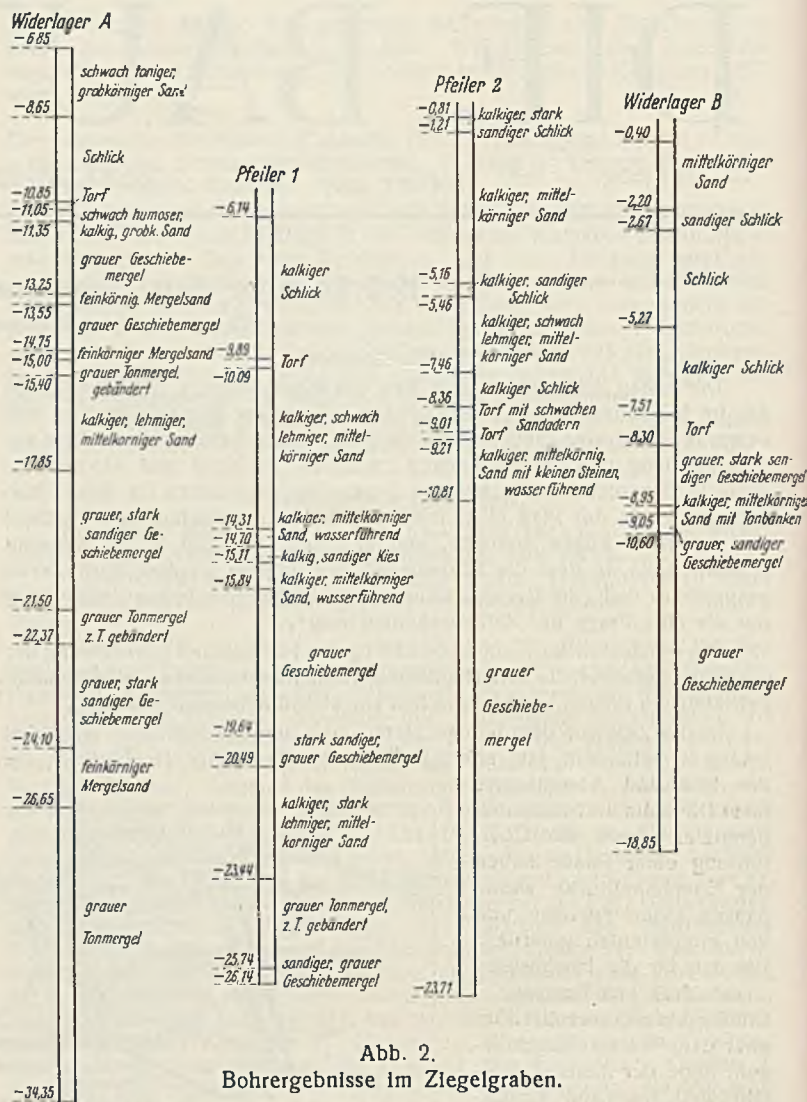


Abb. 2. Bohrergebnisse im Ziegelgraben.

Um die Rostbeständigkeit zu erhöhen, hat der Stahl einen Kupferzusatz von 0,35%; die Wanddicke beträgt 10 mm. Erfahrungsgemäß ist der Rostangriff in der Kenterzone besonders groß. Soweit Pfähle in diese Zone hinaufgehen (also bei Widerlager A) wurden sie vollständig in Seesand eingeschüttet, der dadurch, daß sich mit dem Sande ein Eisensilikat bildet, einen weiteren Rostschutz darstellt. Als trotz dieser Maßnahmen noch Bedenken auftauchten, wurde beschlossen, die Pfähle nach

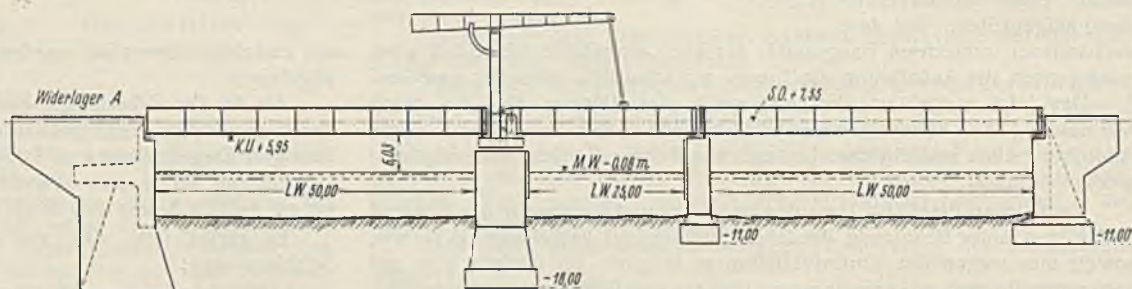


Abb. 3. Vorentwurf mit Druckluftgründung.

dem Rammen nach Art des Contractor-Verfahrens auszubetonieren und mit einer Eiseneinlage so zu bewehren, daß nach dem Wegrosten der Pfahlhülle noch ein Betonpfahl stehenbleibt, der die volle Tragfähigkeit besitzt. Der Beton wird dann so alt sein, daß das Seewasser keinen schädlichen Einfluß mehr ausüben kann.

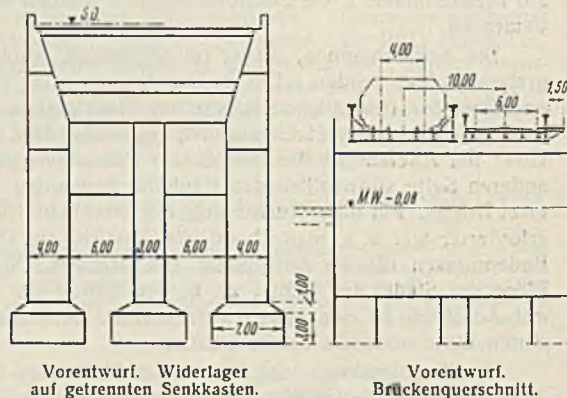


Abb. 3a.

Das Eisengeflecht für die Pfähle bestand aus acht Längseisen Durchm. 14 und einer Spirale Durchm. 5 von 6,7 cm Ganghöhe. Zur Sicherung der Betondeckung waren in Abständen von 1,50 m zwei sich gegenüberliegende Betonklötzchen an den Längseisen befestigt. Diese Klötzchen liegen im Grundriß abwechselnd um 90° versetzt. Die Geflechte waren in Einzel-längen von 6 m hergestellt und die einzelnen Stöße beim Einbringen mittels Bindedrahtes fest miteinander verbunden. Die Spiralen waren maschinell auf den zeichnungsmäßigen Durchmesser gebracht worden und konnten ohne Zwang keine andere Form annehmen. Das ganze Geflecht, mit innenliegenden eingeschweißten Flacheisenringen, war so steif, daß es, wie besondere Versuche ergaben, in der endgültigen Lage im Pfahl (auch bei Schrägpfählen) zwischen den im Abstände von 3 m liegenden Klötzchen keine merkbareren Verformungen erlitt. Die erforderliche Betonüberdeckung wurde also mit Sicherheit überall erreicht.

Als besonderen Schutz für diesen Beton wurden die Rohre in ihrem Inneren noch mit einem heißen Bitumenanstrich versehen.

Da die Rohre bis zur Spitze ausbetoniert werden sollten, wurden sie mit einer gußstählernen aufgeschweißten Spitze versehen. Dies hatte zugleich den Vorteil, daß nach dem Rammen die Pfähle bis zur Spitze abgeleuchtet werden und so auf Beschädigung untersucht werden konnten. Als Vorteil der Stahlrohre stellte sich ferner heraus, daß man Pfähle durch Aufschweißen eines weiteren Stückes leicht verlängern konnte und Pfählenden, die aus konstruktiven Gründen nach dem Rammen abgeschnitten werden mußten (besonders bei Pfeiler I), durch Zusammenschweißen für die Bauten im Strelasund wieder verwenden konnte.

Zur Bestimmung der endgültigen Länge der Pfähle wurde bei Widerlager A eine Probebelastung vorgenommen. Diese wurde mit 28 m langen Rohren durchgeführt, nachdem die Probebohrung ergeben hatte, daß diese Pfahllängen nötig waren, um die tragfähige Bodenschicht zu erreichen. Als Gerät für die Druckerzeugung wurde eine Wasserdruckpresse verwendet, die den Druck und das Absinken des Pfahls selbsttätig aufzeichnete. Der durch diese Presse erzeugte Druck, der durch einen Mann beim Absinken des Pfahls ständig auf der gewünschten Höhe gehalten wurde, wurde von sechs Zugpfählen von 24 m Länge aufgenommen. Die Anordnung der freiaufliegenden Träger wurde so gewählt, daß jeder Pfahl den gleichen Zug erhält. Als Druckpfahl wurde aus einer Gruppe von drei Pfählen der benutzt, der das schlechteste Rammergebnis hatte.

Die Last wurde allmählich und gleichförmig aufgebracht, bei einer Laststeigerung von 1 t/mn so lange, bis eine meßbare Senkung des Pfahls eintrat. Die Messung wurde, abgesehen von selbstschreibenden Instrumenten, auch durch Nivellieren kontrolliert.

Weitere Laststeigerungen folgten von 10 zu 10 t jeweils mit einer Pause von 10 min. Nachdem die rechnerische Höchstbelastung des Pfahles von 60 t erreicht war, wurde er vollkommen entlastet und unter ständiger Beobachtung 2 Stunden ohne Last gelassen.

Nach Wiederbelastung auf 60 t wurde mit entsprechenden Pausen bis auf 120 t belastet. Die Grenzbelastung, d. h. der Punkt, wo im Senkungsdiagramm ein scharfer Knick entsteht, konnte wegen der eingetretenen Höchstbelastung der Pressen nicht erreicht werden. Der Druck von 120 t wurde 24 Stunden gehalten. Der Pfahl sank nicht weiter ab. Die Einsenkung unter dem Druck betrug 2 mm, die bleibende Einsenkung nach Entlastung nur 0,8 mm.

#### c) Der Beton im Seewasser.

Die chemische Untersuchung des Wassers, die sich auf Proben aus verschiedenen Tiefen (auch aus dem Baugrund) bei verschiedenen Windrichtungen (Strömung) erstreckte, führte die Chemische Versuchsanstalt der Reichsbahn in Kirchmöser durch. Sie hatte folgende Ergebnisse:

1000 g Wasser enthalten:

Schwefelsäure (SO <sub>3</sub> )	bis 650 mg	} [1029]
(SO <sub>4</sub> )	773 "	
Chlor (Cl) gebunden	4400 "	[8733]
Kalk (CaO)	495 "	[214]
Magnesia (MgO)	371 "	[982]

Die Zahlen in eckigen Klammern geben die von der dänischen Staatsbahn beim Bau der Beltbrücke gefundenen Werte.

Der Salzgehalt schwankte je nach den Strömungsverhältnissen sehr stark (Mischung mit Nordseewasser); die angegebenen Zahlen sind Höchstwerte.

Da kein Tonerdezement benutzt wurde, konnte nach den „Richtlinien über die Ausführung von Betonbauten im Meerwasser“<sup>2)</sup> das Wasser unbedenklich als Anmachwasser benutzt werden. Auch bei den Bauten der Stadt Stralsund und der Wasserbauverwaltung wurde das Seewasser als Anmachwasser benutzt, ohne daß sich Anstände ergeben hätten. Beim Bau der Beltbrücke wurde Seewasser für den Füllbeton der Arbeitsräume und der Zellen der Stropfweiler benutzt. Dort vorgenommene umfangreiche Würfel- und Balkenversuche haben sogar bei der mit Beltwasser angemachten Probe eine höhere Festigkeit ergeben als bei der mit Frischwasser angemachten.

Auf Grund von Versuchen, die mit Probewürfeln gemacht wurden, die bereits 12 Jahre im Wasser des Strelasundes gelagert hatten, waren besondere Vorkehrungen gegen den Angriff des Meerwassers nicht zu treffen. Da wegen der Bauweise in trockener Baugrube der Beton des aufgehenden Mauerwerks erst verhältnismäßig lange nach der Erhärtung mit dem Meerwasser in Berührung kommt (der Contractor-Beton wird später besonders behandelt), ist die Gefahr der Zerstörung um so geringer. Durch geeignete Mischung der Zuschlagstoffe (Oderkies und Splitt) wurde für einen möglichst dichten Beton gesorgt. In einer besonderen Baustoffprüfstelle auf der Baustelle wurden Zement, Zuschlagstoffe und Beton laufend geprüft. Der aufgehende Beton bestand auf je m<sup>3</sup> im Durchschnitt aus 830 l Kiessand, 430 l Splitt und 250 bis 300 kg Eisenportlandzement. Bei den Pfählen wurden 400 kg Eisenportlandzement zugesetzt. Die Pfeilerflächen erhielten, soweit sie mit dem Wasser später in Berührung kamen, einen dreifachen Anstrich mit Aristogen (Bitumenemulsion).

#### d) Der Unterwassergußbeton.

Mit dem Herstellen des Unterwasserbetons zwischen Spundwänden nach dem Contractorverfahren wurde beim Widerlager B begonnen.

Der Spundwandkasten mit den Abmessungen von 7,40 · 19,40 = 144 m<sup>2</sup> bestand aus 18 m langen Larsenbohlen Profil IIIa. Die Wassertiefe außerhalb der Spundwand betrug 7 m, innerhalb im Mittel 11 m. Die Betonoberkante sollte an den tiefsten Stellen auf -7,00 liegen. Durch Zwischenwände aus Eisenbetonbalken, deren erforderliche Länge jeweils durch Taucher festgestellt wurde, wurde der Kasten in vier Felder von je rd. 36 m<sup>2</sup> Fläche aufgeteilt. Dadurch, daß die Betonbalken in gegenüberliegenden Talbohlen eingriffen, hatten sie genügend Halt gegen die beim Betonieren auftretenden Seitenkräfte, die mit 2 t/m<sup>2</sup> eingesetzt wurden (Höhe des fertigen Betons 5 m). Als Ergebnis der Erfahrungen ist folgendes zu sagen:

1. Feldgröße. Bei einer Fläche von 7,40 · 4,90 m<sup>2</sup> war das Betonieren mit einem Rohr noch möglich. Es wurde also eine Fließweite von ≈ 4,20 m bis zu den Ecken erreicht, der Höhenunterschied der Oberfläche am fertigen Beton betrug dann 40 bis 60 cm.

2. Schüttröhre mit Trichter. Der Trichterinhalt muß mindestens dem Rohrinhalt entsprechen. Bei zu kleinen Trichtern und großen Rohrweiten besteht die Gefahr, daß der Beton nicht mehr das Wasser vor sich herdrängt, sondern daß das Wasser an den Rohrwänden emporsteigt. Als günstigste Rohrweite ergab sich bei der vorliegenden Tiefe eine lichte Weite von 26 cm. Bei engeren Rohren besteht die Gefahr des Verstopfens, bei zu weiten Rohren wird die in Bewegung befindliche Betonmenge zu groß, so daß beim plötzlichen Abstoppen das Rohr auseinandergerissen wird oder die Dichtungen zwischen den Flanschen herausgedrückt werden. Aus diesem Grunde muß auch die Längsnaht der Rohre (Schweißnaht) sehr sorgfältig hergestellt werden. Um ein Verstopfen der Rohre während des Ausbaues zu verhindern, muß der Rohrausbau sorgfältig vorbereitet sein.

3. Hebevorrichtung am Trichter. Beim Beginn des Betonierens muß der Trichter sehr schnell gesenkt werden können, um die vollständige Legerung des Rohres zu verhindern. Es empfiehlt sich deshalb, den Trichter nicht an einen Flaschenzug zu hängen, sondern an eine Winde, an der sich unter der Last die Trommel lösen läßt, so daß der Trichter durch Eigengewicht schnell abgeht.

4. Betonherzeugung. Die Leistungsfähigkeit der Betonieranlage ist von größter Bedeutung, da, wenn zwischen den einzelnen Beschickungen zu große Pausen (10 bis 15 min) eintreten, die Rohre verstopfen. Das Unterwasserbetonieren wird um so einfacher, je schneller und gleichmäßiger der Beton zugeführt wird. Um auszugleichen, empfiehlt sich die Anordnung eines Zwischensilos vom Inhalt des Trichters. Bei dem benutzten Rohrdurchmesser von 26 cm kann man mit einer Leistung von 25 m<sup>3</sup>/h rechnen, jedenfalls sollte die Erzeugung nicht unter 10 m<sup>3</sup>/h heruntergehen.

5. Betonzusammensetzung. Der aus Bellinchen (Mark) gelieferte Kies hatte einen großen Feinsandgehalt (60% von 0 bis 1 mm) und mußte deshalb verbessert werden. Ein Zusatz von Splitt erwies sich als ungeeignet, da das scharfkantige Material schwer fließt. Es wurde deshalb zur Kornverbesserung ein Rollkies aus Schneidemühl (Grenzmark), der größtenteils aus runden Quarzkieseln bestand, hinzugesetzt. Um ein langsames Abbinden und größere Schmierfähigkeit des Bindemittels zu erreichen, wurde dem Eisenportlandzement Thurament aus Unterwellenborn zugesetzt.

Die Zusammensetzung des fertigen Betons war wie folgt: Kies-sand 830 l, Rollkies 430 l, Eisenportlandzement 200 kg, Thurament 200 kg, Wasser 200 l. Beton mit weniger Wasser floß schlecht. Bei größerem Wasserzusatz trat bei ganz kurzem Stehen eine Wasserabgabe ein.

#### e) Die einzelnen Widerlager und Pfeiler.

Lage, Form, Bestimmung und Gründungstiefe der einzelnen Bauwerke ist aus dem Brückenlängsschnitt in Abb. 4 zu ersehen. Im folgenden sollen noch Einzelheiten, soweit sie bemerkenswert erscheinen, angegeben werden.

<sup>2)</sup> Beton-Kalender 1937, I. Teil, S. 399.

Pfähle, das Unterwasserabschneiden der in der Konsole liegenden beiden Pfahlreihen, da über diesen in der Zone des Unterwassergußbetons noch Eisenbewehrung verlegt werden mußte, das Einbringen der Trennwände, Herstellen des Unterwassergußbetons, Abschneiden der Pfähle oberhalb des Betons, Reinigen und Abstemmen der Sohle, Ausbetonieren der Pfähle und Herstellen des Pfeilerschaftes.

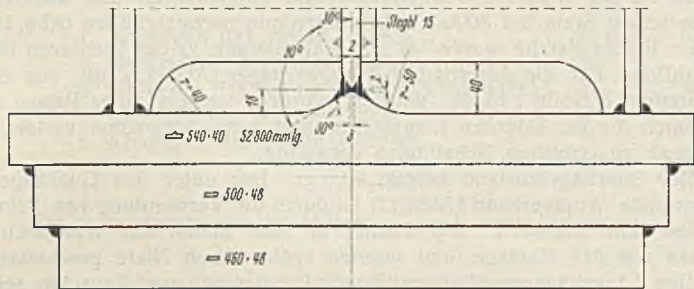


Abb. 9. Gurtquerschnitt der festen Überbauten der Eisenbahnbrücke.

Der Pfeilerschaft wurde in mehreren Absätzen mit Betonierfugen an der Sohle und Decke der Entlastungsräume ausgeführt. Da diese aus statischen Gründen (Entlastungsräume müssen wasserleer sein) möglichst dicht sein müssen, wurden in die Betonierfugen 3 mm dicke Bleche von 50 mm Höhe hochkant eingelegt und ringartig um den ganzen Pfeiler miteinander verschweißt. Diese Maßnahme hat sich gut bewährt.

Die Formgebung der Auflagerbank wurde durch die verschiedenen Auflagersteine für die Brücken und Maschinensätze, durch Anordnung von

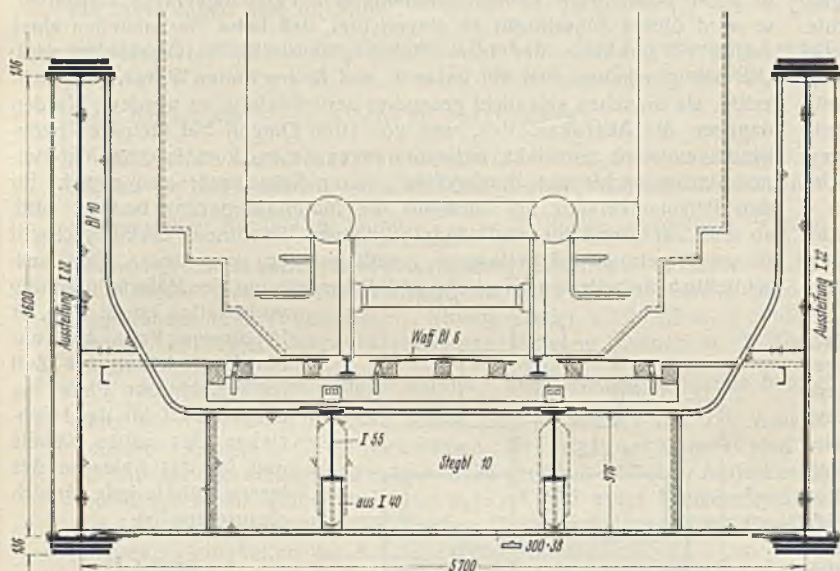


Abb. 11. Querschnitt der festen Überbauten der Eisenbahnbrücke.

nieren wurde sofort eingestellt und die Sohle durch Taucher mit betongefüllten Säcken abgedeckt.

Da der Querschnitt zu 8% durch die Pfähle verbaut war und in der Konsole noch starke Eisenbewehrungen vorhanden waren, lagen sehr schwierige Verhältnisse vor. Der Beton hatte sich aber, wie es sich beim Auspumpen zeigte, gut um die Pfähle verteilt, so daß der größte Höhenunterschied nur 50 cm betrug.

3. Pfeiler II (Klappenspitzenpfeiler, Abb. 7). Wegen der geringen Belastungen und der höheren Lage des guten Baugrundes sollte Pfeiler II wie Widerlager B ohne Pfähle gegründet werden. Wie bereits im Abs. IIIa gesagt, bedingte das Auffinden einer stark geneigten Schicht beim Baggern ein Abweichen vom Entwurf und die Verwendung von Union-Kastenprofilen.

Dadurch ist die Gründung ähnlich der von Pfeiler I geworden.

4. Widerlager B (Dänholmseite, Abb. 8). Die Belastungen sind die gleichen wie bei Widerlager A. Als Bodenpressung wurden 4 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Über das Betonieren nach dem Contractor-



Abb. 10. Schleifen der Stegblechstumpfstoße der festen Überbauten der Eisenbahnbrücke.

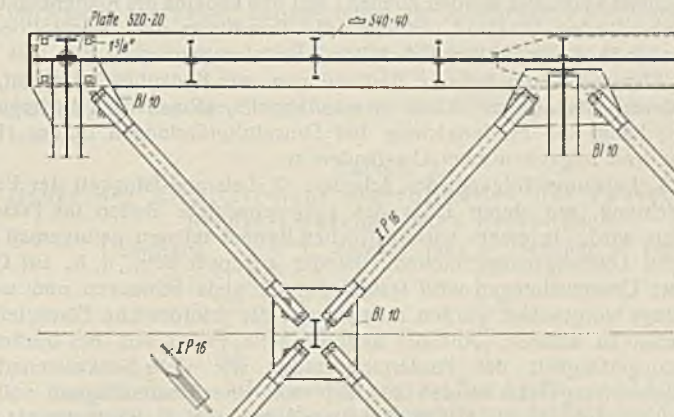


Abb. 12. Windverband der festen Eisenbahnbrücke.

Verankerungen für die Portalfüße, Aussparung von Kabelschlitzen und Wannern für Kurbelräder und Anordnung einer besonderen Konsole an der Nordspitze für ein Straßenwärterhaus ziemlich umständlich.

Bei diesem Pfeiler war der Unterwassergußbeton nicht mehr wie bei Widerlager B allein als Dichtungssohle beim Leerpumpen der Baugrube anzusehen, sondern er hatte außerdem den Zweck, die Pfähle miteinander zu verbinden und den Pfahldruck unter der Konsole von max 60 t je Pfahl auf den Pfeilerschaft zu übertragen.

Eine Unterbrechung des Betonierens bildete also wegen der Möglichkeit des Auftretens von Kiesnestern und Schlammsschichten eine große Gefahr. Zwischen den Pfählen konnten nicht mehr die in Abs. III d erwähnten Betonbalken als Trennwände verwendet werden, da diese gegenüber den unvermeidlichen geringen Abweichungen der Pfahlstellung von dem Entwurf zu wenig elastisch sind. Die Trennwände wurden deshalb aus Larssenbohlen Nr. II hergestellt.

Bei einer größten Feldweite von 4,50 · 10,50 m wurde mit zwei Trichtern und demgemäß mit zwei Betonieranlagen gearbeitet. Da der Untergrund besonders weich war, wühlte der Beton sich zunächst in den Schlamm ein. Das Beto-

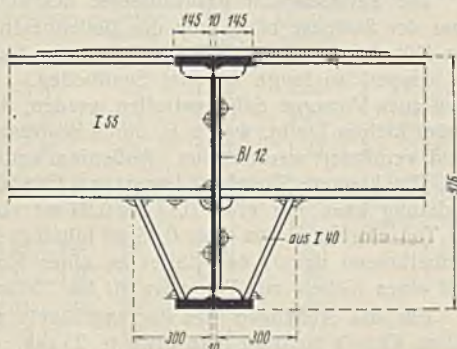


Abb. 13. Längsträgeranschluß am Querträger.

verfahren wurde in Absatz III d bereits berichtet. Da der Unterwasserbeton keine Biegung aufnehmen sollte, mußte an der Wasserseite etwa 1 m wieder fortgestemmt werden, um unter Erhaltung des geforderten Durchflußprofils die Eisenbewehrung der Konsole am Pfeilerschaft herstellen zu können.

Aus diesem abgestimmten Boden wurden die in Absatz III d bereits erwähnten Probewürfel herausgearbeitet.

Da das Bauwerk im freien Wasser errichtet werden mußte, wurden für die Schalung der Abschirmplatte und auskragenden Flügel besondere Holzpfähle gerammt. Diese wurden später so weit besenkt, daß nach Aufbringen der Erdlast auf der Platte die statische Wirkung der Entlastungsplatte nicht aufgehoben wird.

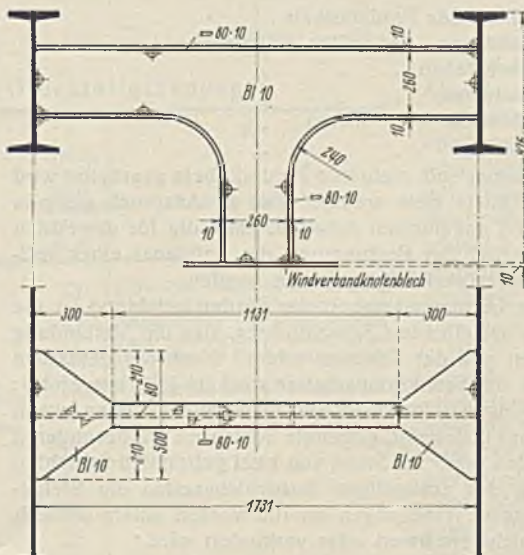


Abb. 14. Queraussteifung der Längsträger der festen Eisenbahnbrücke.

Da das eingeschüttete Bauwerk ohne Brückenlast nicht standsicher ist, wurde zunächst nur bis U. K. Entlastungsplatte verfüllt und erst nach Belastung durch die Brücke der Boden auf die Abschirmplatte aufgebracht.

#### IV. Die festen Überbauten der Eisenbahnbrücke.

##### a) Die Konstruktion.

Als der Entwurf der geschweißten Brücken in Angriff genommen wurde, lag die Ausgabe 1936 der Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken noch nicht vor. Dem Entwurf wurden also noch die alten Schweißvorschriften zugrunde gelegt unter Auswertung von in- zwischen vorgenommenen Versuchen.

Einen Querschnitt durch den Gurt zeigt Abb. 9. Das Wulstbleisen geht ungestoßen auf die volle Brückenlänge durch. Als Aussteifungen für das 3600 mm hohe Stehblech wurden abwechselnd I 180 · 10 und I 22 verwendet. Eine Bearbeitung der Nahtenden fand noch nicht statt. Die Aussteifungen sind noch am Zug- und Druckgurt angeschweißt worden. Allerdings wurden dabei schon Quernähte am Gurt vermieden.

Die Stegblechstöße wurden auf Grund besonderer Versuche als Stumpf- stöße mit X-Nähten hergestellt. Im ursprünglichen Entwurf waren außer den X-Nähten noch eingeschweißte Laschen im Stehblech in der Nähe

der Gurte vorgesehen, die dicker als das Stehblech waren. Nach Aus- führung des Versuches fielen diese Laschen fort. Die bei ihrer An- ordnung erforderlichen Aussteifungen von I 220 · 25 zu beiden Seiten des Stoßes sind leider geblieben, da der Entwurf erst später geändert wurde, und beunruhigen das Bild der Brücke etwas. Die Stehblechstumpfnäht wurde mit Schmirgelmaschinen bearbeitet. Es wurde zunächst mit einem gröberen Stein mit 3000 Umdrehungen/min vorgearbeitet und dann mit einem feinen Stein bei 5000 Umdrehungen/min nachgeschliffen (Abb. 10). An der Einbrandstelle wurde bis zur Walztoleranz in das Stehblech eingeschliffen. Für die Anfertigung der Querträger (Abb. 11), die von der Fa. Steffens & Nölle geliefert wurden, wurden, um ein gutes Passen an das durch die Fa. Doerns hergestellte und beim Schweißen verformte Stehblech zu erreichen, Schablonen verwendet.

Der Querträgerabstand beträgt 5,20 m. Der unter den Querträgern angeordnete Windverband (Abb. 12) ist durch die Verwendung von Peiner Profilen sehr knicksteif. Die Löcher an den Enden der Windstreben dienen nur der Montage und wurden später durch Niete geschlossen.

Den Längsträgeranschluß mit Kontinuitätslaschen und Konsolen zeigt Abb. 13. Die 5,20 m langen Längsträger erhielten in der Mitte eine Queraussteifung nach Abb. 14, die die Seitenkräfte auf das Windverbands- knotenblech weiterleitet. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Förderleistung bei Druckluftgründungen.

Von Dr.-Ing. Kurt Safranez, Valencia.

Während auf den meisten Gebieten des Tiefbaues bereits in zahl- reichen Werken die bei der Bauausführung erzielten Arbeitsleistungen zusammengestellt worden sind, ist über die Förderleistungen bei Gründungen mit Hilfe von Druckluftsenkkasten in der Fachliteratur so gut wie nichts veröffentlicht worden. Wir wollen daher in der folgenden Untersuchung die bei verschiedenen Druckluftgründungen erzielten Förderleistungen übersichtlich nach einheitlichen Gesichtspunkten zusammenstellen, damit diese Erfahrungen u. a. für Kalkulation von Druckluftgründungen ent- sprechend verwertet werden können. Auf den anderen die Kostenermittlung entscheidenden Umstand, nämlich die Ermittlung des Druckluftbedarfs, sind wir in einem früheren Aufsätze bereits eingegangen<sup>1)</sup>.

Abgesehen von äußeren Bedingungen, wie Bodenbeschaffenheit, vor- handenen Hindernissen, Höhe des Luftdrucks, klimatischen Bedingungen usw., hängt die Förderleistung bei Druckluftgründungen in der Haupt- sache von folgenden zwei Umständen ab:

1. Leistungsfähigkeit der Arbeiter; 2. Leistungsfähigkeit der Förder- einrichtung, mit deren Hilfe der ausgeschachtete Boden ins Freie ge- fördert wird. In einem wirtschaftlichen Betrieb müssen naturgemäß diese beiden Leistungsmöglichkeiten einander angepaßt sein, d. h. auf Grund dieser Untersuchungen wird festgelegt, wie viele Schleusen und welche Aufzüge vorgesehen werden müssen, um die erforderliche Förderleistung erzielen zu können. Auf der anderen Seite ergibt sich bei bestimmter Leistungsfähigkeit der Fördereinrichtung, wie viele Senkkastenarbeiter höchstens eingesetzt werden können, wenn ihre Arbeitsfähigkeit voll aus- genutzt werden soll. Aus Sicherheitsgründen wird man selbstverständlich stets die Leistungsfähigkeit der Aufzüge höher wählen als die Leistungs- fähigkeit der in Frage kommenden Senkkastenmannschaft.

#### 1. Leistungsfähigkeit der Fördereinrichtung.

Das Fördern des im Senkkasten ausgeschachteten Bodens ins Freie, d. h. das vollständige Förderspiel, setzt sich aus folgenden Einzel- vorgängen zusammen:

1. Füllen des Förderkübels
2. Anhängen des vollen Kübels
3. Hochziehen
4. Entleeren
5. Ablassen
6. Abhängen

Da im Senkkasten immer mit mehreren Förderkübeln gearbeitet wird und das Fällen eines Kübels stets weniger Zeit in Anspruch nehmen sollte als die unter 2 bis 6 angeführten Arbeiten, kann die für das Füllen der Kübel benötigte Zeit bei der Bestimmung der Zeitdauer eines voll- ständigen Förderspiels unberücksichtigt gelassen werden.

Sehr wichtig für die Leistungsfähigkeit der Fördereinrichtung ist die Art der Ausbildung des betreffenden Schachtrohres, das die Verbindung zwischen dem Senkkasten und der Schleuse bildet. Nach der deutschen Verordnung zum Schutze der Senkkastenarbeiter wird im § 10 ausgeführt:

„Für die Beförderung der Personen und Materialien müssen, wenn der Überdruck 1,3 kg/cm<sup>2</sup> übersteigt, getrennte Schleusen mit besonderen Steigschächten vorhanden sein. An Stelle von zwei getrennten Schächten kann mit Zustimmung des zuständigen Aufsichtsbeamten ein Steig- schacht mit zwei getrennten Abteilungen benutzt werden, sofern dadurch der Personenverkehr nicht erschwert oder verhindert wird.“

<sup>1)</sup> Safranez, Luftbedarf bei Druckluftgründungen. Bautechn. 1933, Heft 46, S. 633.

Kommt daher bei den Senkkastenarbeiten eine besondere, nur der Materialförderung dienende sogenannte „Materialschleuse“ zur Anwendung, in deren Schachtrohr dementsprechend kein Personenverkehr stattfindet, so wird dieses Schachtrohr so eingerichtet, daß beim Herausziehen eines vollen Förderkübels der leere Kübel gleichzeitig herabgelassen wird. Dadurch geschehen also die unter 3. und 5. erwähnten Vorgänge gleich- zeitig, sie brauchen also nicht gesondert berücksichtigt zu werden. Werden dagegen die Absenkarbeiten, was vor allen Dingen bei kleineren Senk- kasten meistens geschieht, mit einer sogenannten „kombinierten Material- und Personenschleuse“ durchgeführt, deren Schachtrohr also sowohl für den Personenverkehr als auch für die Materialförderung benutzt wird, so muß auf Grund der oben wiedergegebenen Verordnung der Steigschacht in zwei getrennte Abteilungen geteilt werden, von denen eine aus- schließlich dem Personenverkehr und die andere nur der Materialförderung vorbehalten ist (s. Abb. 2).

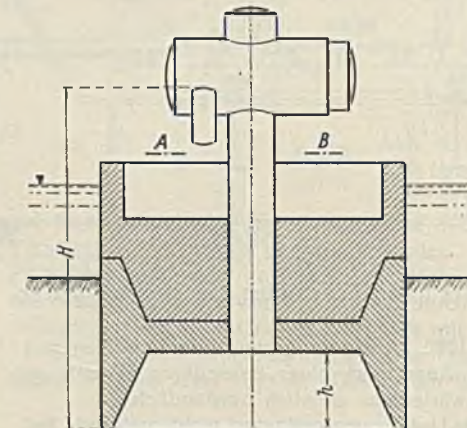


Abb. 1.

In diesem Falle hat nur ein Förderkübel zur Zeit im Schachtrohr Platz, so daß die Zeit für das Hoch- ziehen des vollen Kübels und für das Ablassen des leeren Kübels jede für sich einzusetzen ist.

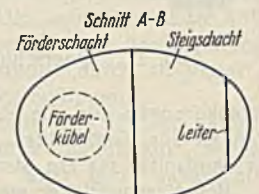


Abb. 2.

Meistens wird die Fördereinrichtung für eine Hubgeschwindigkeit von etwa 0,6 bis 1,2 m/sek eingerichtet, wobei in den Fällen, wo das Herausziehen und das Herablassen des Kübels getrennt vor sich gehen, für das Herausziehen eine Geschwindigkeit von 0,5 bis 0,8 m/sek und für das Herablassen eine solche von 0,8 bis 1,2 m/sek in Frage kommt.

Die Zeitdauer für das Entleeren des vollen Kübels in die Material- hose der Schleuse hängt von der Bodenbeschaffenheit und von der Größe des Kübels ab. Bei schwerem Tonboden dauert das Entleeren oft mehr als doppelt so lange wie bei Sandboden. Bei zähem, klebrigem Ton muß auch Vorsorge dafür getroffen werden, daß das Material nicht in dem Kübel kleben bleibt, was z. B. durch Bestreuen des Kübels mit trockenem Sand verhindert werden kann. Außerdem empfiehlt es sich, bei Förderung von Ton kleinere Kübel zu benutzen. Die Größe des Kübels für Sand- förderung kann mit etwa 0,17 bis 0,24 m<sup>3</sup> vorgesehen werden, während für Ton ein Kübel von etwa 0,15 m<sup>3</sup> Inhalt in Frage kommt. Unter diesen Verhältnissen dauert das Entleeren eines Kübels mit Sand etwa 60 sek und eines Kübels mit Ton etwa 90 bis 150 sek.

Für das Abhängen des leeren Kübels und für das Anhängen des vollen Kübels benötigt man etwa je 25 sek.

Die Leistungsfähigkeit der Fördereinrichtung soll nunmehr an einem praktischen Beispiel ausgerechnet werden.



massen in Beziehung gesetzt werden zu den eigentlichen Förderstunden, wobei also die Zeit für das Absenken des Senkkastens, Aufsetzen von neuen Schachtröhren, Betriebspausen, Störungen usw. von der gesamten Arbeitszeit abgezogen wird.

Wenn wir also annehmen, daß bei einer Arbeitsdauer von 24 Stunden täglich im Durchschnitt höchstens 18 bis 20 Stunden für die eigentliche Bodenförderung zur Verfügung stehen und daß außerdem je nach der Schnelligkeit der Absenkung etwa alle 5 bis 6 Tage etwa 12 Stunden, die für das Anbringen von neuen Schachtröhren benötigt werden, für die Bodenförderung ausfallen, müssen wir die Werte der Spalte 7 um etwa 30% erhöhen, um die tatsächlichen Leistungen je Arbeiterschicht zu erhalten.

Auf Grund dieser tatsächlichen Leistungen muß dann festgestellt werden, ob bei der gewählten Anzahl von Arbeitern die vorhandenen Fördereinrichtungen ausreichend leistungsfähig sind, wobei die Fördereinrichtungen aus Zweckmäßigkeitsgründen reichlich bemessen werden, um auch die vorkommenden Spitzenleistungen der Arbeiter bewältigen zu können. Bei großen Senkkasten werden daher mehrere Schleusen angeordnet, wobei neben besonderen Personenschleusen auch besondere Materialschleusen verwendet werden, die, wie wir gesehen haben,

bedeutend leistungsfähiger als die kombinierten Schleusen sind (siehe Spalte 4).

Wie die Erfahrung lehrt, kann die durchschnittliche Förderleistung je achtstündige Arbeiterschicht beim Sandboden, wenn keine besonderen Hindernisse vorliegen, mit 2 bis 2,4 m<sup>3</sup> eingesetzt werden, während beim Tonboden diese Leistung auf etwa die Hälfte sinkt. Bei Verwendung von Förderbändern, die an der Decke des Senkkastens befestigt werden, kann vor allen Dingen bei großen Senkkasten, wie aus dem Beispiel 4 hervorgeht, die Leistung nicht unwesentlich vergrößert werden.

Wichtig ist, daß für jeden im Senkkasten beschäftigten Arbeiter genügend Arbeitsfläche zur Verfügung steht, damit bei den beschränkten Raumverhältnissen im Senkkasten keine gegenseitige Behinderung bei der Arbeit eintritt. Für die in Tabelle 2 zusammengestellten Ausführungsbeispiele haben wir in Spalte 5 ausgerechnet, wieviel m<sup>2</sup> Grundfläche dem Arbeiter jeweils zur Verfügung stand. Eine Fläche von etwa 10 m<sup>2</sup> je Arbeiter kann als recht ausreichend bezeichnet werden, im Bedarfsfalle kann man sogar bis auf etwa 5 bis 6 m<sup>2</sup> heruntergehen. Wird die Fläche aber noch weiter eingeschränkt, so sinkt die Leistungsfähigkeit beträchtlich. Die Höhe h der Arbeitskammer des Senkkastens (s. Abb. 1) beträgt meistens 2,2 bis 2,3 m, größere Höhen als 2,50 m kommen nur sehr selten vor.

### Statische Untersuchung vollwandiger Bogenträger mit ungleicher Kämpferhöhe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Doeinck, Technische Hochschule Danzig.

#### I. Die Formgebung.

Beim symmetrischen Bogen wird im allgemeinen die Drucklinie für eine Belastung von Eigengewicht und halber Verkehrslast über den ganzen Bogen als Achse gewählt. Dadurch wird erreicht, daß die Drucklinie in den Grenzfällen des unbelasteten bzw. voll belasteten Bogens um die so gewählte Bogenachse pendelt. Sie weicht bei unbelastetem Bogen nach oben, bei belastetem Bogen nach unten aus (vgl. Abb. 1). Sollen die Abweichungen der Drucklinie von der Bogenform auf das wirtschaftlich günstigste Maß eingeschränkt werden, so wäre in jedem besonderen Falle des Verhältnisses  $g:p$  eine besondere Untersuchung darüber erforderlich, welche Belastung  $p' = g + \alpha p$  diejenige günstigste Bogenform ergibt, bei der die Grenzlagen der Drucklinien gleichen Abstand von der Bogenachse haben.

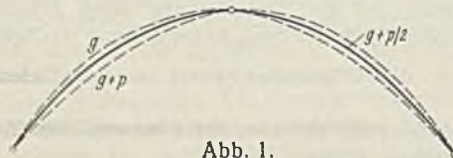


Abb. 1. Grenzlagen der Drucklinien eines symmetrischen Dreigelenkbogens.

Eine solche Untersuchung könnte sich in allgemeiner Form natürlich nur auf die Berücksichtigung des Verkehrsbandes erstrecken, ohne der Einwirkung von Einzellasten Rechnung zu tragen. Mit Rücksicht auf diese immerhin grobe Annäherung, die bei der Wahl der „günstigsten Bogenform“ nur möglich ist, erscheint es gerechtfertigt, ein für allemal den Festwert  $p' = g + 1/2 p$  als die Belastung zu bestimmen, deren Drucklinie als Bogenachse dienen soll.

Wenn diese Drucklinie einen zahlenmäßigen Ausdruck erhalten soll, so ist zunächst einmal ein solcher für das im allgemeinen stetig veränderliche Eigengewicht zu suchen.

Die Belastungsfläche  $g + 1/2 p$  hat die Form der Abb. 2a. Sie ist in der Form der Abb. 2b als Differenz einer konstanten Belastung  $p_0$  und einer bogenförmigen Belastung mit der Ordinate  $\alpha p_0$  im Bogenscheitel dargestellt. Wird für die letztere eine einfache Parabel als Begrenzung gewählt, so ergibt sich unter Einführung der dimensionslosen Veränderlichen  $\xi = \frac{x}{l}$  das Belastungsgesetz

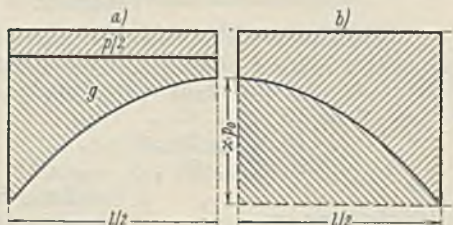


Abb. 2.

(1)  $p = p_0 [1 - 4 \alpha (\xi - \xi^2)].$

In ihm bedeutet

$p_0$  = Belastungsordinate im Kämpfer,  
 $p_0(1 - \alpha)$  = Belastungsordinate im Scheitel.

Diesem Belastungsgesetz entspricht die Momentenfläche

(2)  $M = \frac{p_0 l^2}{6} [3(\xi - \xi^2) - 2\alpha(\xi - 2\xi^3 + \xi^4)].$

Die erste der beiden Funktionen in der eckigen Klammer entspricht der konstanten Belastung  $p_0$ , die zweite der parabolischen Belastung mit dem Scheitel  $\alpha p_0$  in Bogenmitte.

Der Höchstwert dieser Momentenfläche in Bogenmitte ist

(3)  $\max M = \frac{p_0 l^2}{48} (6 - 5\alpha) = f.$

Die Begrenzung dieser Momentenfläche ist als Drucklinie die Bogenachse. Ihre Gleichung ergibt sich, wenn die Scheitelordinaten dieser beiden Parabeln (höherer Ordnung) gleich gesetzt werden. Die Scheitelordinate  $f$  der Drucklinie errechnet sich dementsprechend aus Gl. (3) zu

$$p_0 = \frac{48}{6 - 5\alpha} \cdot \frac{f}{l^2}.$$

Dieser Wert in Gl. (2) eingesetzt, ergibt die Gleichung der Drucklinie bzw. der Bogenachse

(4)  $y = \frac{8}{6 - 5\alpha} \cdot f [3(\xi - \xi^2) - 2\alpha(\xi - 2\xi^3 + \xi^4)].$

Die Form dieser Gleichung gestattet es, auf einfache Weise die Abweichungen der sogenannten „günstigsten Bogenform“ als Parabel höherer Ordnung von einer einfachen Parabel zu überprüfen. Diese Abweichungen sind in Abb. 3 für die unterschiedlichen Werte  $\alpha = 0$  bis  $\alpha = 0,5$  dargestellt, und zwar einmal für den Unterschied an jeder Bogenstelle zwischen „günstigster Bogenform“ und einfacher Parabel in Bruchteilen der Scheitelordinate  $f$  und einmal in Hundertteilen der Parabelordinate an der gleichen Stelle. Die Gegenüberstellung zeigt, daß die Abweichungen der „günstigsten Bogenform“ von einer einfachen Parabel in den üblichen Grenzen des Wertes  $\alpha$  verhältnismäßig gering sind. Wenn andererseits berücksichtigt wird, daß der ganzen Ermittlung der „günstigsten Bogenform“ mit Rücksicht auf das eingangs Gesagte nur ein bedingter Wert beikommt, so erscheint es auch vom wirtschaftlichen Standpunkte aus gerechtfertigt, auf die Ermittlung der „günstigsten Bogenform“ für einen verhältnismäßig weiten Bereich des Wertes  $\alpha$  zu verzichten und den Bogen von vornherein als einfache Parabel auszubilden. Die weiteren Untersuchungen dieser Abhandlung sollen sich entsprechend auf diese Bogenform beschränken.

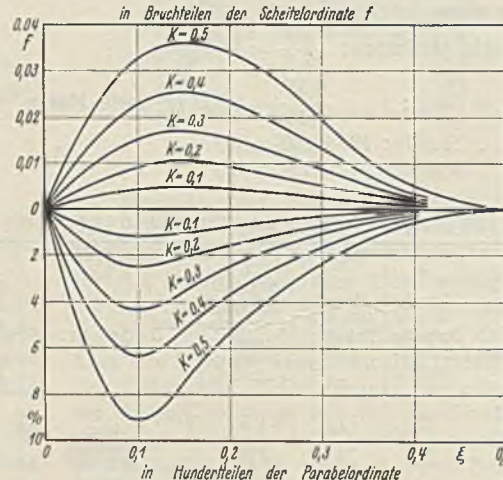


Abb. 3. Der zahlenmäßige Fehler bei Anwendung der einfachen Parabel gegenüber der „günstigsten“ Bogenform.

Demgemäß entsprechen sich also eine gleichmäßig verteilte Belastung über den ganzen Bogen und die Parabel als „günstigste Bogenform“. Der Bogen hat bei einer solchen Belastung an jeder Stelle das Moment 0. Diese Tatsache ist beim Dreigelenkbogen von vornherein zwangsweise durch die drei Gelenkpunkte gegeben, die die parabolische Bogenform und die ebenfalls parabolische Drucklinie zur Deckung bringen. Sie ist aber auch beim eingespannten sowie beim Zweigelenkbogen vorhanden. Hier stellt sich für jede Belastung die Drucklinie so ein, daß der Kleinstwert an Formänderungsarbeit geleistet wird, d. h., daß bei voller Belastung des Bogens die parabolische Drucklinie ebenfalls mit der parabolischen Bogenachse zusammenfallen muß, denn dann sind wieder das Moment und die Querkraft, somit auch die durch diese Werte geleistete Formänderungsarbeit gleich Null.

Entsprechend dieser Überlegung ist also für alle parabolischen Bogen, gleichgültig, ob es sich um einen eingespannten, Zweigelenk- oder Dreigelenkbogen handelt, das Integral der Einflußlinien für die Momente und Querkräfte in jedem beliebigen Punkte gleich Null, denn eine gleichmäßig verteilte Streckenlast, auf die ganze Länge des Bogens aufgebracht, erzeugt eben in jedem Punkte des Bogens das Moment und die Querkraft Null.

Es gelten nun diese Überlegungen nicht nur für den ganzen symmetrischen Bogen, sondern auch für jedes beliebige Bogenstück mit der zu ihm gehörigen Belastung.

Wird nach Abb. 4 aus dem vollen Bogen mit der Länge  $l$  ein Stück von der Länge  $l_1$  herausgeschnitten, so sind nur an den neuen Kämpfern  $A_1$  und  $B_1$  die Widerlagerkräfte  $N_{a_1}$  bzw.  $N_{b_1}$  anzubringen, um das Gleichgewicht für das Bogenstück  $l_1$  in unveränderter Weise zu erhalten.

Dieses beliebig herausgeschnittene Bogenstück ist aber im allgemeinen schon ein Bogen mit „ungleicher Kämpferhöhe“. Auch für ihn gilt also die Voraussetzung, daß als günstigste Bogenform die Parabel zugrunde zu legen ist.

Für die Ermittlung dieser Parabel sind von vornherein die beiden Kämpferpunkte gegeben. Ein dritter Punkt ist im allgemeinen mit Rücksicht auf das frei zu haltende Profil zu wählen. Andernfalls wird er wie beim symmetrischen Bogen nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten bestimmt werden.

Für die weiteren Untersuchungen seien die Verhältnisse so gewählt, daß der rechte Kämpfer  $B$  um das Maß  $h_b$  höher liegt als der Kämpfer  $A$ . Der Koordinatenanfangspunkt liegt im Auflager  $A$ . Die drei gegebenen Punkte (die beiden Kämpferpunkte  $A$  und  $B$  und der frei gewählte Punkt mit den Ordinaten  $a$  und  $b$ ) sollen gemäß Abb. 5 der Parabel

$$y = \frac{4f}{l^2} (l_1 x - x^2)$$

angehören. Demgemäß ergeben sich ihre Bestimmungsstücke  $l_1$  und  $f$  mit

$$b = \frac{4f}{l_1^2} (l_1 a - a^2)$$

$$h_b = \frac{4f}{l_1^2} (l_1 l - l^2)$$

$$\frac{b}{h_b} = \frac{l_1 a - a^2}{l_1 l - l^2}$$

zu

$$(5) \begin{cases} l_1 = \frac{l^2 b - a^2 h_b}{l b - a h_b} \\ f = \frac{1}{4} \cdot \frac{l_1^2 h_b}{l_1 l - l^2} \end{cases}$$

Das für alle weiteren Untersuchungen grundlegende Verhältnis der Spannweite  $l$  zur Parabelsehne  $l_1$  ist

$$(6) \alpha_b = \frac{l}{l_1} = \frac{l^2 b - a l h_b}{l^2 b - a^2 h_b}$$

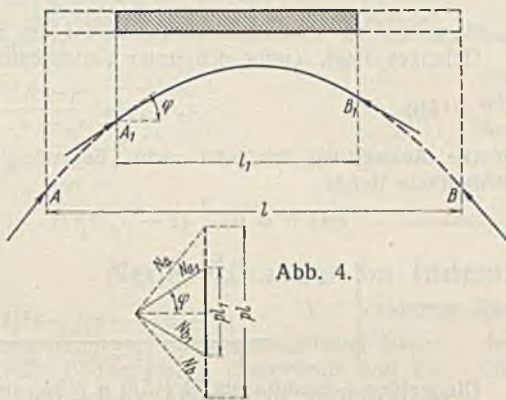


Abb. 4.

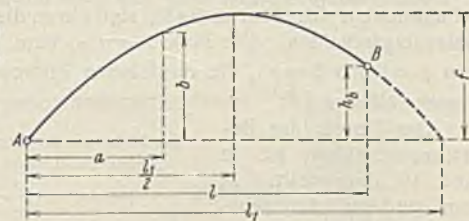


Abb. 5.

## II. Der Dreigelenkbogen.

Es sollen grundsätzlich folgende Bezeichnungen gelten:

- $G_A - G_B - G_C$  = Gelenkkraft, die Kraft, die in den Gelenken  $A - B - C$  wirkt.
- Die Kräfte in den Kämpfergelenken werden aufgeteilt
  - senkrecht und waagrecht in  
 $H$  = Seitenschub = Horizontalschub,  
 $A$  bzw.  $B$  = Auflagerdruck am Bogen;
  - senkrecht und in Richtung der Kämpfergelenke  $A - B$   
 $H_1$  = Schub in Richtung der Kämpfergelenke,  
 $A_0$  bzw.  $B_0$  = Auflagerdruck am Balken mit den beiden Stützen  $A$  und  $B$ .
- $V$  = senkrechte Kraft = Mittelkraft aller senkrechten Kräfte rechts oder links eines bestimmten Punktes der Bogenachse.
- $Q$  = Querkraft im üblichen Sinne = Summe der Kräfte parallel zum Bogenschnitt.
- $N$  = Normalkraft im üblichen Sinne = Summe aller Kräfte senkrecht zum Bogenschnitt.
- Ein beliebiger zum Gegenstande der Untersuchung gemachter Punkt liegt im Abstände  $\alpha_a l$  vom Koordinatenanfangspunkte (dem Auflager  $A$ );
  - entsprechend ist der Abstand des mittleren Gelenkes vom Koordinatenanfangspunkte =  $\alpha_c l$ .

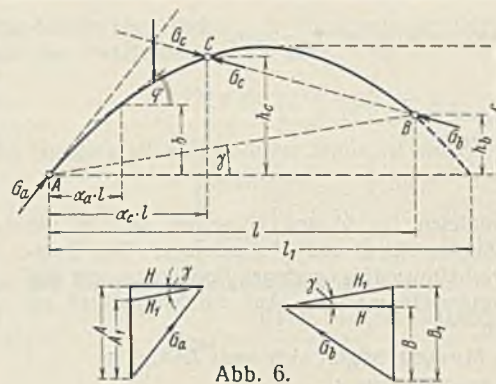


Abb. 6.

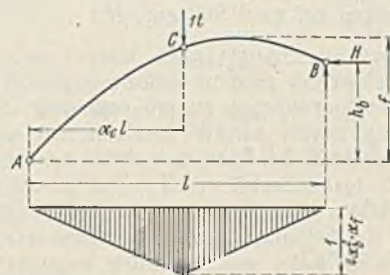


Abb. 7.

Die Einflußlinie für den Seitenschub  $H$  ist ein Dreieck mit der Spitze unter dem mittleren Gelenk. Ihre Ordinate an dieser Stelle ergibt sich nach Abb. 7 aus den beiden Momentengleichungen der im Gelenk  $B$  wirksamen Kräfte in bezug auf die Gelenkpunkte  $A$  und  $C$

$$\alpha_c l - B l - H h_b = 0$$

$$- B l (1 - \alpha_c) + H (h_c - h_b) = 0$$

$$H = \frac{l \alpha_c (1 - \alpha_c)}{h_c - \alpha_c h_b}$$

$$h_b = 4 f \alpha_b (1 - \alpha_b)$$

$$h_c = 4 f \alpha_b \alpha_c (1 - \alpha_b \alpha_c)$$

$$(11) \quad H = \frac{l}{h_b} \cdot \frac{1 - \alpha_b}{\alpha_b} = \frac{l}{4f} \cdot \frac{1}{\alpha_b^2} = \frac{1}{4 \alpha_b^2 \alpha_f}$$

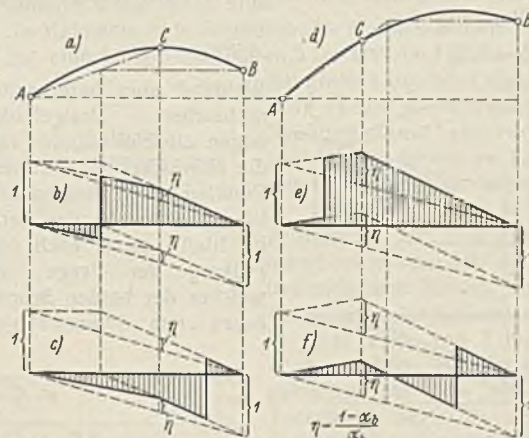


Abb. 8.

c) Das Verhältnis der Spannweite  $l$  des Bogens zur Parabelsehne  $l_1$  ist

$$\alpha_b = \frac{l}{l_1}$$

d) Das Verhältnis des Bogenpfelles  $f$  zur Spannweite  $l$  ist

$$\alpha_f = \frac{f}{l}$$

Mit diesen Bezeichnungen lautet die Gleichung der Parabel, bezogen auf die Spannweite  $l$ :

$$(7) \quad y = 4 f \alpha_b \xi (1 - \alpha_b \xi)$$

Ihr Scheitel liegt im Abstände  $\xi_s l$  mit

$$(8) \quad \xi_s = \frac{1}{2 \alpha_b}$$

Die Höhe des Kämpfers  $B$  ist

$$(9) \quad h_b = 4 f \alpha_b (1 - \alpha_b)$$

Die Höhe des mittleren Gelenkes ist

$$(10) \quad h_c = 4 f \alpha_b \alpha_c (1 - \alpha_b \alpha_c)$$

Wie beim symmetrischen Dreigelenkbogen, der sich als Sonderfall mit  $\alpha_b = 1$  dieser allgemeinen Untersuchung einfügt, ist auch hier die Höchstordinate unter dem mittleren Gelenk von dessen Lage unabhängig. — Die Einflußlinien für die Auflagerkräfte des Bogens ergeben sich aus den Gleichungen

$$(12) \quad \begin{cases} A = A_0 + H \cdot \frac{h_b}{l} \\ B = B_0 - H \cdot \frac{h_b}{l} \end{cases}$$

Zu den Einflußlinien am gewöhnlichen Balken auf zwei Stützen tritt infolge des Seitenschubes noch ein Dreieck mit der Spitze unter dem mittleren Gelenk und der Ordinate an dieser Stelle

$$(13) \quad H \cdot \frac{h_b}{l} = \frac{1 - \alpha_b}{\alpha_b}$$

Damit sind auch sofort die Einflußlinien für  $V$  gegeben. Die Form verschiedener solcher Einflußlinien ist in Abb. 8 dargestellt.

In Abb. 8 d bis f ist unmittelbar ersichtlich, daß die Belastungsscheiden im Schnittpunkte der Waagerechten durch  $B$  mit der Kämpferdrucklinie liegen. Es läßt sich leicht nachweisen, daß dasselbe auch für die in Abb. 8 a bis c angedeuteten „ideellen“ Belastungsscheiden der Fall ist.

Negative Auflagerkräfte in  $B$  können erst dann entstehen, wenn

$$h_c > h_b$$



ist, also bei  $4f\alpha_b(1-\alpha_b) = 4f\alpha_b\alpha_c(1-\alpha_b\alpha_c)$ .  
Für den üblichen Fall

$$\alpha_c = \frac{1}{2}$$

ergibt sich daraus der Grenzwert

$$\alpha_b \leq \frac{2}{3}$$

Aus den beiden Einflußlinien für  $V$  und  $H$  setzen sich in der bekannten Weise die Einflußlinien für  $Q$  und  $N$  zusammen. Die Querkraft ist beim Bogen von verhältnismäßig geringer Bedeutung und soll deshalb hier nicht weiter untersucht werden. Auf die Normalkraft sei später noch kurz eingegangen.

Die Einflußlinie für das Moment ergibt sich nach Abb. 9 zu

$$M = M_0 - H_1 b_1$$

Dabei ist  $M_0$  die Einflußlinie am Balken auf zwei Stützen. Mit

$$H_1 = \frac{H}{\cos \gamma} \quad b_1 = (b - \alpha_a h_b) \cos \gamma$$

und den entsprechenden Werten für  $b$  und  $h_b$  [vgl. Gl. (7) u. (9)] wird

$$M = M_0 - Hf \cdot 4(\alpha_a - \alpha_a^2)\alpha_b^2$$

Mit

$$\xi = \alpha_a$$

Ist

$$M_0 = l(\alpha_a - \alpha_a^2)$$

Derselbe Wert ergibt sich in der Einflußlinie für  $H_1 b_1$  unter dem mittleren Gelenk mit

$$H = \frac{l}{4f} \cdot \frac{1}{\alpha_b^2}$$

Die Spitze der  $M_0$ -Einflußlinie wandert auf einer Parabel mit dem Pfeil  $\frac{l}{4}$ . Die Spitze der Einflußlinie für  $H_1 b_1$  wandert auf einer Waagerechten durch die Spitze der ersten Einflußlinie. Diese Zeichenhilfe ist in Abb. 9 bereits zur Verzeichnung der Einflußlinien verwandt worden. Es hätte des rechnerischen Nachweises für diese Tatsache aber erst garnicht bedurft, denn sie ergibt sich schon aus der Forderung, daß der Inhalt der gesamten Einflußlinie gleich Null sein muß, also der Inhalt des positiven Teiles gleich dem Inhalt des negativen Teiles sein muß. Weder der Pfeil des Bogens noch die Höhe des Kämpfers  $B$  kommen also für diese Einflußlinie in Frage. Wie beim symmetrischen Dreigelenkbogen muß das mittlere Gelenk zur Erzielung des geringsten Momentes in der Feldmitte liegen. Die Bruchfugen sind, wie noch nachgewiesen werden wird, in den Punkten

$$\xi = 0,234 \quad \text{und} \quad \xi = 0,766$$

Während aber beim symmetrischen Dreigelenkbogen die Einflußlinien für die Normalkräfte in diesen Punkten gleich sind, ist das hier nicht mehr der Fall. Es bleibt somit noch die Prüfung der Frage, in welcher der beiden Bruchfugen (am Moment ge-

messen) die größere Normalkraft auftritt, und ob nicht mit Rücksicht auf diese veränderte Lage bezüglich der Normalkräfte eine Verschiebung des Gelenkes aus der Mitte geboten erscheint.

Um diese Frage zu klären, soll zunächst einmal die Abhängigkeit des Momentenhöchstwertes von der Lage des Gelenkpunktes geprüft werden.

Mit Rücksicht darauf, daß die Einflußlinien der Momente von  $\alpha_b$  unabhängig sind, kann dieser Wert bei der Untersuchung unberücksichtigt bleiben. Diese kann sich also auf den symmetrischen Dreigelenkbogen mit veränderlicher Lage des mittleren Gelenkes beschränken. Für diesen Bogen mit den sonstigen Bezeichnungen nach Abb. 9 ergeben sich die Gleichungen für die beiden Geraden

$$y_a = 4f(1 - \alpha_a)\xi$$

$$y_b = 4f\alpha_c(1 - \xi)$$

Der Schnittpunkt dieser beiden Geraden ist die Belastungsscheide mit der Ordinate

$$(14a) \quad \xi_l = \frac{\alpha_c}{1 - \alpha_a + \alpha_c}$$

Durch Auswertung des positiven Teiles der Einflußlinie ergibt sich

$$(15) \quad \max M = p \cdot \frac{1}{2} \cdot \alpha_a l [\xi_l l - \alpha_a l]$$

Mit Einsetzung von

$$\xi = \alpha_a$$

und unter Verwendung von Gl. (14a) wird

$$(15a) \quad \left\{ \begin{aligned} \max M &= \frac{p l^2}{2} \cdot \eta_l \\ \eta_l &= \frac{\xi^3 - \xi^2(1 + \alpha_c) + \xi \alpha_c}{(1 + \alpha_c) - \xi} \end{aligned} \right.$$

Wenn der zu untersuchende Punkt auf der rechten Seite des mittleren Gelenkes liegt, ergibt sich unter Vertauschung von  $\alpha_a$  und  $\alpha_c$

$$(14b) \quad \xi_r = \frac{\alpha_a}{1 + \alpha_a - \alpha_c}$$

Die Auswertung der jetzt rechts liegenden positiven Hälfte der Einflußlinie liefert

$$(15b) \quad \left\{ \begin{aligned} \max M &= p \cdot \frac{1}{2} (1 - \alpha_a) l [l(1 - \xi_r) - (1 - \alpha_c) l] \\ \max M &= \frac{p l^2}{2} \cdot \eta_r \\ \eta_r &= \frac{\xi^4 - \xi^3(2 - \alpha_c) + \xi^2(1 + 2\alpha_c) - \xi \alpha_c}{(1 - \alpha_c) + \xi \alpha_c - \xi^2} \end{aligned} \right.$$

Die beiden  $\eta$ -Funktionen Gl. (15a) u. (15b) stellen die Höchstwerte des Momentes an jeder beliebigen Stelle des Bogens dar, und die beiden  $\xi$ -Funktionen, Gl. (14a) u. (14b), sind die zu diesen Einflußlinien gehörigen Belastungsscheiden. Die Funktionen  $\eta_l$  bzw.  $\xi_l$  gelten für den Bereich von  $\xi = 0$  bis  $\xi = \alpha_c$ , die Funktionen  $\eta_r$  bzw.  $\xi_r$  für den Bereich von  $\xi = \alpha_c$  bis  $\xi = 1,0$ .

Das Gesetz der Belastungsscheiden ist in Abb. 10 dargestellt. In ihm sind auf der senkrechten Achse die  $\alpha_a$ -Werte aufgetragen. Jedem

Der Mehrwert der Normalkraft in  $\xi = 0,234$  gegenüber dem Punkte  $\xi = 0,766$  in  $\%_0$  der Normalkraft in  $\xi = 0,766$ .

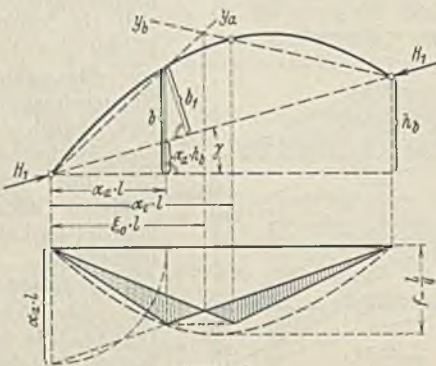


Abb. 9.

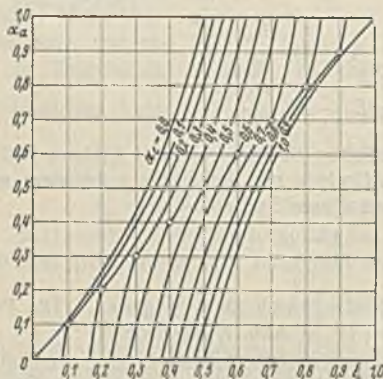


Abb. 10. Die Belastungsscheiden des Dreigelenkbogens in ihrer Abhängigkeit von der Lage  $\alpha_c$  des mittleren Gelenkes.

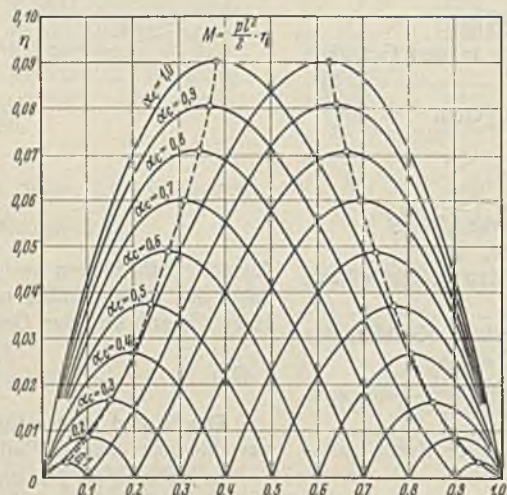


Abb. 11. Die Höchstwerte der Momente des Dreigelenkbogens in Abhängigkeit von der Lage des mittleren Gelenkes ( $\alpha_c$ ).

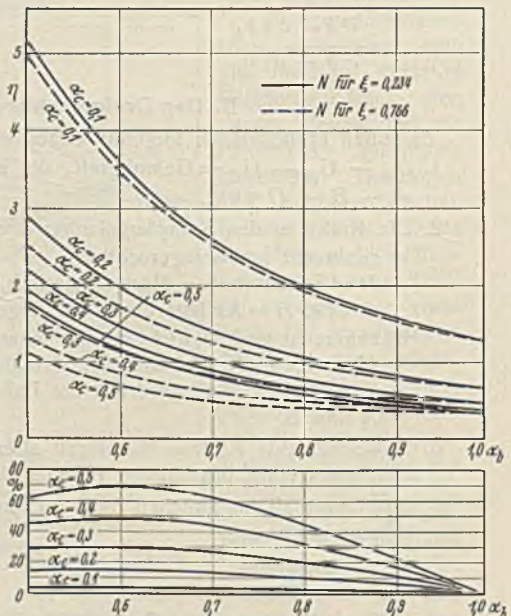


Abb. 12. Die Normalkräfte in den Momentenhöchstwertpunkten des Bogens bei voller Belastung.

Werte  $\alpha_c$  entspricht eine besondere Kurve mit einem Unstetigkeitspunkte der Funktion in  $\alpha_a = \alpha_c$  und dem Werte  $\alpha_c$  in diesem Punkte. Den Verlauf der Momentenhöchstwerte zeigt Abb. 11. Auch hier entspricht jedem Werte von  $\alpha_c$  eine besondere Kurve wiederum mit einem Unstetigkeitspunkte der Funktion in  $\alpha_a = \alpha_c$ , aber hier mit dem Werte Null.

Aus Abb. 11 ist ersichtlich, daß die Momentenhöchstwerte selbst im Gegensatze zu ihrer Lage sehr empfindlich gegen Verschiebungen des mittleren Gelenkes sind. Der Kleinstwert ergibt sich bei  $\alpha_c = 0,5$  mit  $\frac{p l^2}{2} \cdot 0,0377$  in  $\xi = 0,234$  und  $\xi = 0,766$ . Diese Werte sind wegen ihrer größeren Bedeutung scharf ermittelt worden. Der Größtwert beträgt nach Abb. 11  $\frac{p l^2}{2} \cdot 0,091$  und liegt bei  $\xi = 0,38$  bzw.  $\xi = 0,62$ .

Wenn die durch amtliche Vorschriften empfohlene Bemessung auf Grund der Kernmomente mit Rücksicht auf eine zu große Außermittigkeit der Normalkräfte nicht mehr angebracht erscheint, müssen Moment und Normalkraft gesondert ermittelt werden. Dabei ist es für die statische Berechnung am richtigsten, die Verkehrslast entsprechend den Belastungsscheiden des Momentes aufzubringen, und zwar beim Dreigelenkbogen so, daß der Höchstwert des negativen Momentes erzeugt wird, weil bei dieser Belastung die größere Normalkraft eintritt. Für eine zunächst einmal überschlägliche Berechnung werden in vielen Fällen der Anwendung die absoluten Höchstwerte des Momentes und der Normalkraft in der Bruchfuge des Momentes der Berechnung zugrunde gelegt, unbeschadet der Unmöglichkeit des gleichzeitigen Auftretens dieser beiden Höchstwerte für  $M$  und  $N$ . In der Tat ist der Fehler bei dem letzteren Verfahren verhältnismäßig nur gering.

Für die Normalkraft tritt dieser absolute Höchstwert in allen Punkten des Bogens gleichzeitig bei voller Belastung des Bogens auf, also gerade dann, wenn in allen Punkten des Bogens das Moment verschwindet. Für diese Belastung ist (vgl. Abb. 7)

$$H = p l \cdot \frac{1}{8 \alpha_b^2 \alpha_f}$$

und nach Abb. 4

$$N = \frac{H}{\cos \varphi}$$

Für den der Untersuchung zugrunde gelegten Bogen mit den Abmessungen und den Bezeichnungen der Abb. 6 ist

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + 16 \alpha_f^2 (1 - 2 \alpha_b \xi)^2}}$$

Die Normalkraft an beliebiger Stelle ist also

$$(16) \quad \begin{cases} N = p l \eta \\ \eta = \frac{\sqrt{1 + 16 \alpha_f^2 (1 - 2 \alpha_b \xi)^2}}{8 \alpha_b^2 \alpha_f} \end{cases}$$

An den Orten der Momentenhöchstwerte ist

$$(16a) \quad \eta_{0,234} = \frac{\sqrt{1 + 16 \alpha_f^2 (1 - 0,468 \alpha_b)^2}}{8 \alpha_b^2 \alpha_f}$$

$$(16b) \quad \eta_{0,766} = \frac{\sqrt{1 + 16 \alpha_f^2 (1 - 1,532 \alpha_b)^2}}{8 \alpha_b^2 \alpha_f}$$

Den Verlauf dieser Funktionen zeigt Abb. 12. Unter den Verlauf der Funktionen selbst ist noch der zahlenmäßige Mehrbetrag der Normalkräfte im linken Punkte gegenüber denen im rechten Punkte in Hundertteilen des letzteren Wertes eingetragen worden. Der Unterschied ist recht beträchtlich und steigt im Rahmen der zugrunde gelegten Grenzen fast bis zu 70%. Diese Tatsache legt den Gedanken nahe, durch eine geringe Verschiebung des Gelenkes nach links nur eine einzige Bruchfuge zu erzeugen. Bei der Empfindlichkeit des Bogens gegen solche Verschiebungen würden schon ganz kleine Beträge ausreichen, um das gewünschte Ziel zu erreichen. Eine Verschiebung von  $\xi = 0,5$  nach  $\xi = 0,4$  läßt beispielsweise nach Abb. 11 das Moment im rechten Bogenstück von  $\frac{p l^2}{2} \cdot 0,0377$  auf  $\frac{p l^2}{2} \cdot 0,0487$  steigen, dabei fällt es zugleich im linken Bogenstück von  $\frac{p l^2}{2} \cdot 0,0377$  auf  $\frac{p l^2}{2} \cdot 0,0267$ . Eine so große Verschiebung liegt also weit über dem erforderlichen Maß. Andererseits verschiebt sich aber dabei der Ort des Höchstwertes fast gar nicht. Eine Änderung im Werte der Normalkräfte tritt also in so geringem Ausmaße ein, daß sie bei der vorliegenden Untersuchung, die ja nur grundsätzlicher Art ist, vernachlässigt werden darf. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Neue Kaimauer im Industriehafen von Malmö.

Von Valdemar Rang, Malmö.

Kürzlich ist in Malmö eine Kaimauer von ungewöhnlicher Bauart ausgeführt worden. Der in Abb. 1 dargestellte Querschnitt und der Grundriß in Abb. 2 zeigen grundsätzlich die Konstruktion der Mauer als verankerte Massivwand oder, wenn man will, eine Winkelstützmauer, bei

der die nicht wesentlichen Teile des waagerechten Schenkels und der Quermauern weggelassen sind.

Die Kaimauer ist in Eisenbeton für eine Wassertiefe von 7,5 m hergestellt und hat eine Länge von 565 m. Da sie ohne große Kosten in trockener

Baugrube ausgeführt werden konnte, war sie etwa ebenso wirtschaftlich wie eine eiserne Spundwand und hatte auch den Vorteil, daß sie ein Mehrfaches an Tagewerken leistete, unter Verwendung inländischer Baustoffe.

Eine wesentliche Bedingung für diese Ausführung ist, daß ein tragfähiger Baugrund vorhanden ist. Im Bezirk des Hafensbauamtes von Malmö sind nun die Grundverhältnisse für Kaibauten ganz vorzügliche. In einer Tiefe von 7 bis 10 m unter MW wird nämlich ein fester Kalkboden angetroffen, auf dem eine stark kalkhaltige Tonschicht liegt, die eine Druckfestigkeit von 15 bis 20 kg/cm<sup>2</sup> hat.

Die statische Berechnung der Konstruktion geschieht genau nach den üblichen Verfahren. Nach Verzeichnung der Stützlinie wird eine Ankerkraft von solcher Größe angenommen, daß die Resultierende durch die Mitte der Sohle der Massivwand geht.

Die Betonmischung unter NW (— 1,30 m MVY) enthält nur 175 kg Zement/m<sup>3</sup>, trotzdem ergaben sich besonders gute Flächen. Über NW war ein fetteres Mischungsverhältnis von 250 kg Zement/m<sup>3</sup> vorgesehen.

Infolge des niedrigen Zementgehaltes unterhalb NW werden ja die zulässigen Spannungen ebenfalls gering. Im vorliegenden Falle ergab sich eine größte Betondruckspannung von 30 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Eisenspannung der Bewehrung ist nur zu etwa 500 kg/cm<sup>2</sup> angenommen. Deshalb wurde die Bewehrung mit 92 mm hohen,

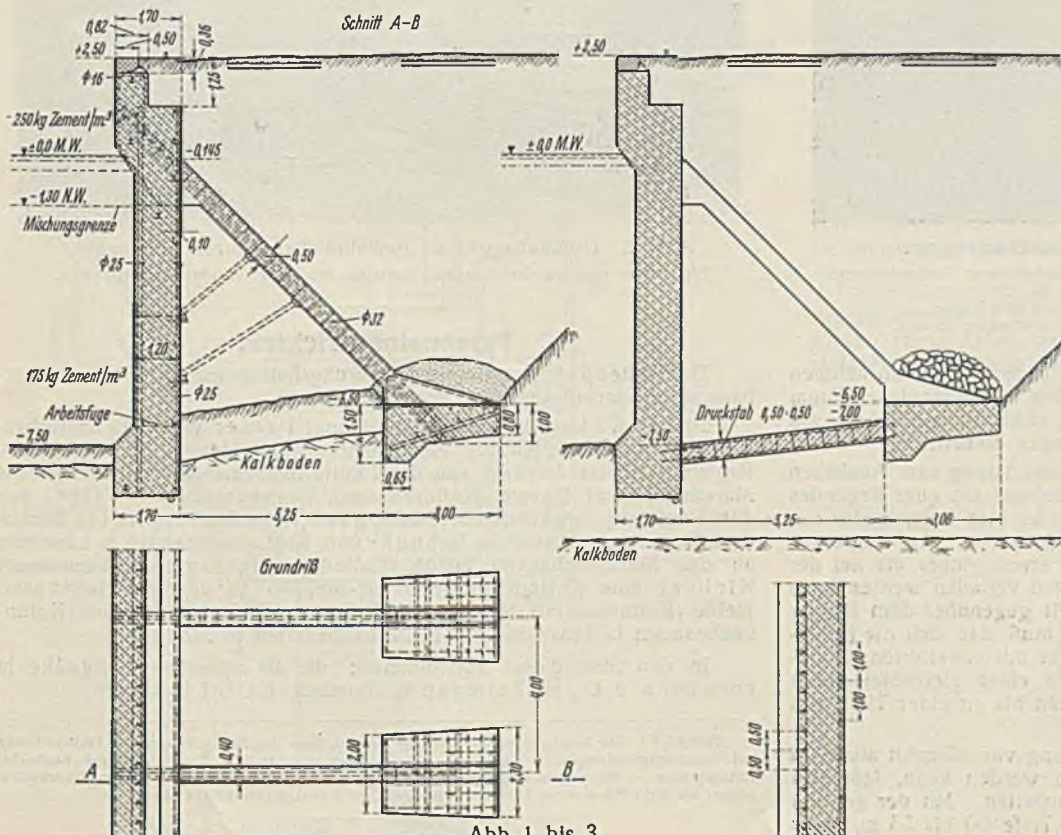


Abb. 1 bis 3.

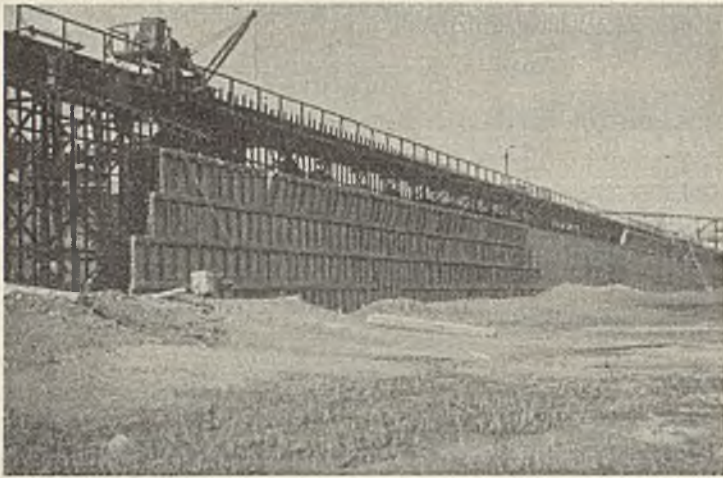


Abb. 4. Vorderseite der Kalmauer.

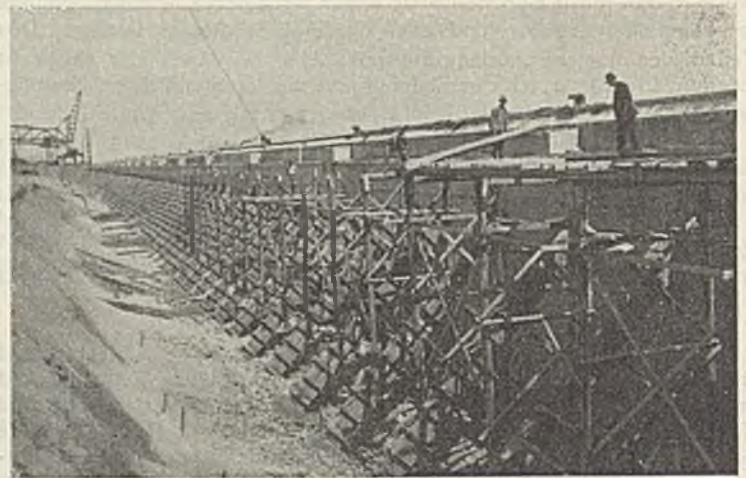


Abb. 5. Rückseite der Kalmauer.

gebrauchten Eisenbahnschienen von 82 mm Fußbreite und 43 mm Kopfbreite ohne Endhaken ausgeführt. Ein besonderes Gerüst für die Schalung war nicht nötig, da diese an der steifen Bewehrung befestigt wurde.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt einer Ausführung, wo der Baugrund infolge vorherigen Ausgrabens nicht zuverlässig war; Abb. 4 u. 5 die Vorder- und Rückseite der Kalmauer.

### Vermischtes.

**Eimerkettenbagger als neue Form eines Umbaulöffelbaggers.** Um die vielseitige Verwendbarkeit der Umbaubagger, die die Wirtschaftlichkeit dieser Geräte sehr erhöht, weiter zu vergrößern, ist zu den bisher üblichen Umbauformen des 0,35-m<sup>3</sup>-Löffelbaggers von Orenstein & Koppel AG<sup>1)</sup> eine weitere Form hinzugekommen.

fertigen Grabens ausheben. Die Eimerleiter steht schräg, so daß der Bagger für alle Grabarbeiten, die ein gewöhnlicher Eimerkettenbagger auf Raupen ausführen kann, verwendbar wird (Eibnen, Tiefbaggern usw.). Auch als Hochbagger kann das Gerät durch Änderungen an der Auslegerlänge, in der Form der Leiter usw. arbeiten. Die größte Baggertiefe beträgt dann 4 m und die größte Abtraghöhe 3,5 m.

Beim Arbeiten als gewöhnlicher Eimerkettenbagger steht die Eimerleiter quer zu den Raupen (Abb. 2). Das Baggergut wird auf der Rückseite in einen Schüttkasten mit einer Auslaufschrulle abgeworfen. Das Querförderband schaltet man dann aus oder nimmt es überhaupt ab. In der Auslaufschrulle ist eine Klappe vorhanden, mit der die ausfließende Menge Baggergut verändert oder abgestellt werden kann. R. —

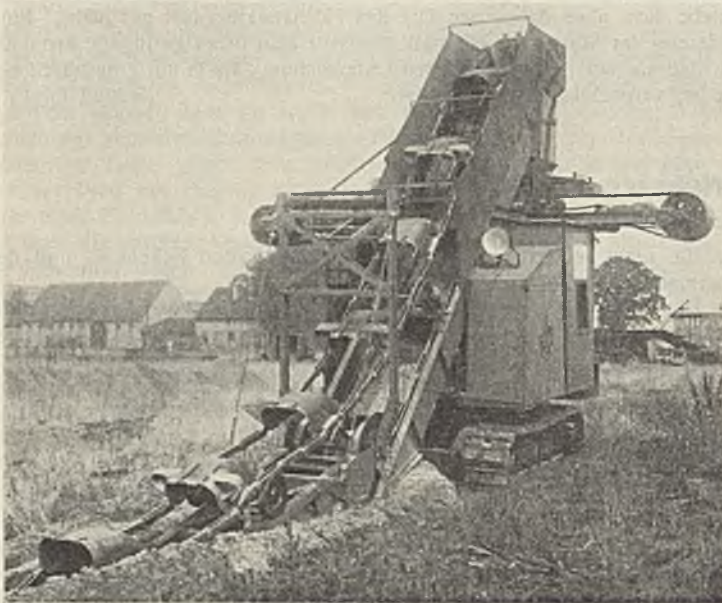


Abb. 1. Umbaubagger als Graben-Eimerkettenbagger.

Entladen der Eimer auf ein Querabwurförderband mit umkehrbarer Förderrichtung.  
Dauerleistung des Rohölantriebmotors 30 PS.  
Arbeitsfahrgeschwindigkeiten: 0,38, 0,48, 0,73 und 0,90 m/min.  
Geschwindigkeit der Eimerkette: 30 m/min. Schüttungszahl: 25/min.

An den unveränderten Grundbagger kann nach dem Herausnehmen des Auslegers mit dem Löffel und dem Stiel in den frei gewordenen Raum eine Eimerkettenausrüstung eingesetzt werden (Abb. 1), wobei die am Bagger vorhandenen Stützpunkte als Befestigungen dienen.

In der Hauptsache kommt die Eimerkettenausrüstung zum Ausheben von Gräben in Frage. Die Eimer entladen dabei auf ein quer liegendes Förderband, dessen Förderrichtung zum Anschütten des Baggergutes unmittelbar zu beiden Seiten des Grabens umkehrbar ist. Auf der einen Seite ist die Ausschüttweite des Förderbandes etwas größer als auf der anderen, damit das Baggergut auch in Lastwagen verladen werden kann und die Fahrzeuge eine gewisse Beweglichkeit gegenüber dem Bagger haben. Da der Schnitt der Eimer so breit sein muß, daß sich die Eimerleiter völlig frei schneidet, ist jeder zweite Eimer mit erweiterten, bündelförmigen Messern versehen. Der Graben mit einer gleichbleibenden Breite von 0,72 m läßt sich in standfestem Boden bis zu einer Tiefe von 2,75 m ziehen.

Damit die Leistung der Eimerkettenausrüstung von 45 m<sup>3</sup>/h auch bei verschiedenen Grabentiefen immer beibehalten werden kann, läßt sich die Arbeitsfahrgeschwindigkeit in vier Stufen einstellen. Mit der größten Geschwindigkeit lassen sich bei 1 bis 1,2 m Tiefe 50 bis 55 m/h des

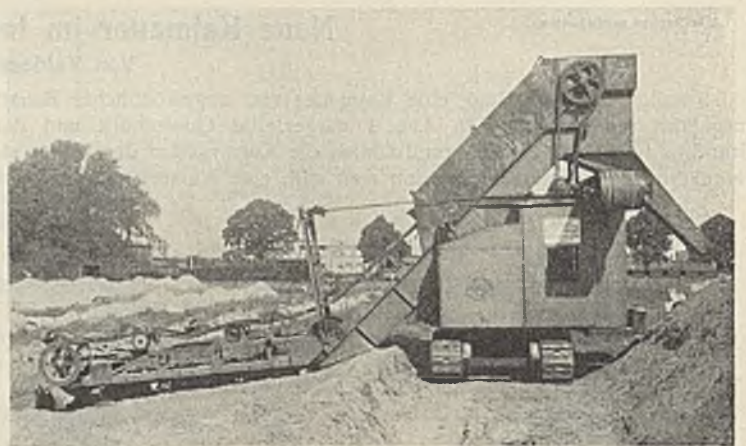


Abb. 2. Umbaubagger als gewöhnlicher Eimerkettenbagger. Eimerleiter quer zu den Raupen. Entladen der Eimer in einen Schüttkasten.

### Personalmeldungen.

**Deutsches Reich.** Ernannt: Regierungsbauassessor Noll beim Kulturbauamt in Saarbrücken zum Regierungsbaurat.

**Preußen.** Versetzt: Regierungsbaurat Forner von dem Kulturbaubeamten in Charlottenburg zum Regierungspräsidenten in Hildesheim, Regierungsbaurat Soldan von dem Kulturbaubeamten in Stettin an das Marschenbauamt Husum (Kulturbauamt), Regierungsbaurat Weigel von dem Regierungspräsidenten in Arnberg zum Kulturbaubeamten I in Düsseldorf, Regierungsbauassessor Schnuhr vom Kulturbaubeamten in Lüneburg an das Marschenbauamt Heide (Kulturbauamt), Regierungsbauassessor Kiehnel vom Kulturbaubeamten in Meppen an das Marschenbauamt Heide (Kulturbauamt), Regierungsbauassessor H. Reimann vom Kulturbaubeamten in Potsdam zum Kulturbaubeamten in Stettin.

In den Staatsdienst übernommen: die Bauassessoren Engelke in Frankfurt a. d. O., H. Reimann in Potsdam, Keitel in Lötzen.

**INHALT:** Die Brücke über den Ziegelgraben im Zuge des Rügendamms. — Förderleistung bei Druckluftgründungen. — Statistische Untersuchung vollwandiger Bogenträger mit ungleicher Kämpferhöhe. — Neue Kalmauer im Industriehafen von Malmö. — Vermischtes: Eimerkettenbagger als neue Form eines Umbaulöffelbaggers. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1935, Heft 21, S. 267.