

# DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

18. Juni 1937

Heft 23/24

## DIE AUTOBAHNBRÜCKE ÜBER DAS WERRATAL BEI HANN.-MÜNDEN.

Von Reichsbahnrat I. Zillinger, OBK Kassel.

**Übersicht:** Eine Vorbemerkung behandelt die Autobahnen der Obersten Bauleitung Kassel und zählt ihre großen Brücken auf. Dann werden der Entwurf und der Bau der Werrabrücke bei Hann.-Münden eingehend geschildert. Das Bauwerk ist zwischen den Enden der Flügel 532 m lang. Die Fahrbahn liegt 61 m über der Werra. Die Hauptträger sind Fachwerkbalken von 8 m Höhe, die über 5 Öffnungen von  $80+96+96+80+64 = 416$  m durchlaufen. Die Querträger liegen beweglich auf den Hauptträgern. Die Fahrbahnplatte besteht aus Eisenbeton. Die 4 Pfeiler und die Widerlager sind mit Sandstein verkleidet.

### Allgemeines über die Autobahnen in Kurhessen.

Die Stadt Kassel liegt abseits von den großen Verbindungslinien der Eisenbahn. Schuld an dieser Benachteiligung hat wohl in erster Linie die ehemalige deutsche Kleinstaaterei. Um so mehr ist es zu begrüßen, daß beim Bau der Reichsautobahnen die früheren Fehler nicht wiederholt werden. Kassel wird ein wichtiger Kreuzungspunkt der Straßen Adolf Hitlers. Die schon lange geplante Verbindung Hamburg—Frankfurt—Basel, die Hafraba, führt über Kassel. Sie kreuzt hier die von Sachsen über Gera, Erfurt, Eisenach nach dem Ruhrgebiet führende Autobahn. Ferner wird eine Strecke Kassel—Köln geplant. Während sich die beiden letzten Linien, soweit sie von der OBK Kassel zu bauen sind, noch in der Vorbereitung befinden, ist die Nord-Süd-Linie auf der 122 km langen Strecke Göttingen—Kassel—Kirchheim—Eifa, wo sie an den Bereich der OBK Frankfurt anschließt, im Bau. Der nördliche Abschnitt von Göttingen bis Kassel, etwa 38 km, wird am 20. Juni 1937, eine weitere Strecke von 40 km voraussichtlich Ende dieses oder Anfang nächsten Jahres in Betrieb genommen werden. Von der Linie Göttingen—Eifa zweigen bei Kirchheim westlich von Hersfeld Autobahnen nach Würzburg und nach Eisenach ab. Mit dem Bau dieser Strecken wird im Juni 1937 begonnen.

Die Autobahn Göttingen—Eifa zieht sich durchweg im Hügel- und Bergland hin, abgesehen von einem kurzen ebenen Stück bei Göttingen, das auf 178 m über NN liegt. Die Bahn steigt im Kaufunger Walde nordöstlich von Kassel auf 385 m, am Rimberg südwestlich von Hersfeld bis 496 m über NN an. Dazwischen liegt der tiefste Punkt auf 149 m über NN. Um die außerordentlich schwierige Linienführung zu bewältigen, mußten Steigungen bis zu 8% und Halbmesser bis zu 600 m angewendet werden. Man wird also von den Autobahnen in Kurhessen einmal nicht sagen können, daß sie einförmig seien. Sie werden im Gegenteil zu den abwechslungsreichsten und landschaftlich schönsten Autobahnen Deutschlands gezählt werden.

Bei der Überwindung der Täler und Schluchten des Hessischen Berglandes ergaben sich mehrere große Brückenbauten, und zwar von Norden beginnend die Werrabrücke bei Hannöversch-Münden, die Talbrücke am Rinderstall, die Brücke über das Niestetal, die Unterführung der Leipziger Straße und der Waldkappeler Bahn bei Kassel, die Unterführung der Söhrebahn, die Brücke über die Tiefenbachschlucht, die Fuldabrücke bei Guxhagen, die Brücke über das Helderbachtal und die Brücke über das Aulatal bei Kirchheim. Ihre Lage ist aus dem Übersichtsplan Abb. 1 ersichtlich. Einige von diesen Bauwerken werden im vorliegenden Heft beschrieben; das größte von ihnen ist die Werrabrücke.

### Lage der Brücke.

Von Göttingen kommend, verläuft die Autobahn auf den Höhen nördlich der Werra, überschreitet das tief eingeschnittene

Werratal etwa 5 km östlich von Hann.-Münden in 61 m Höhe über dem mittleren Wasserspiegel des Flusses und steigt südlich der Werra im Kaufunger Walde um 200 m an. Man hat zunächst versucht, das hohe und damit kostspielige Bauwerk zu vermeiden, indem man eine andere Linie prüfte, welche weiter östlich in geringerer Höhe über die Werra führte. Hierbei wären an der Werrabrücke Ersparnisse zu erzielen gewesen, dafür aber im Kaufunger Walde einige mittelgroße Bauwerke neu hinzugekommen; diese hätten zusammen höhere Kosten erfordert, als die Einsparungen beim Hauptbauwerk ausmachten. Die erste Linie, die schließlich ausgeführt wurde, erwies sich somit als die wirtschaftlichste.



Abb. 1. Übersichtsplan.

### Brückensystem.

Die Brückenstelle liegt in einer hervorragend schönen Gegend. Das Werratal mit seinen Wiesen und Wäldern bildet das Ziel vieler Ausflügler aus Kassel, Münden und Göttingen. Es kam also darauf an, ein Bauwerk zu schaffen, das die liebliche Landschaft nicht stört, das vielmehr selbst den Beschauer erfreut. Von den Entwürfen, mit denen man die Lösung dieser Aufgabe versuchte, sei eine stählerne Bogenbrücke erwähnt (Abb. 2a u. 2b). Es handelt sich um einen Zweigelenbogen mit 216 m Stützweite, zweifellos ein schönes

und gewaltiges Bauwerk, aber es setzt besseren Baugrund voraus als den vorhandenen.

einen Feldweg zu unterführen. Zugleich mußte man darauf Rücksicht nehmen, daß vielleicht später einmal neben der Werra ein Schifffahrtskanal gebaut werden soll.

Die Wahl fiel auf eine stählerne Fachwerkbrücke, die als

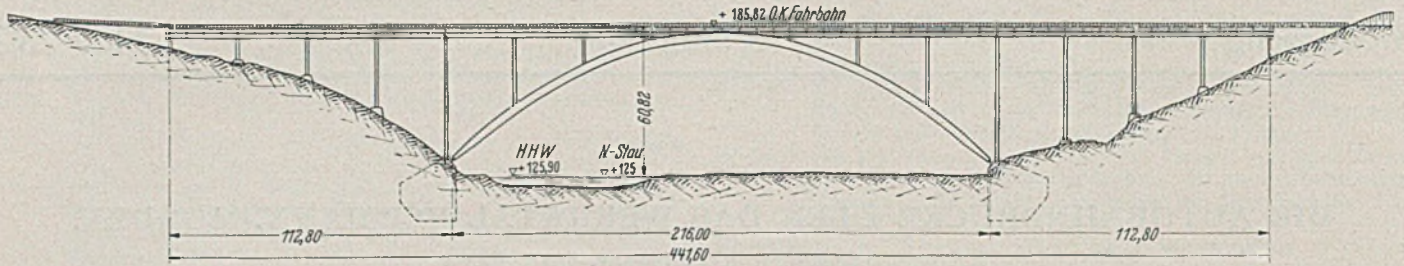


Abb. 2a. Entwurf einer stählernen Bogenbrücke.

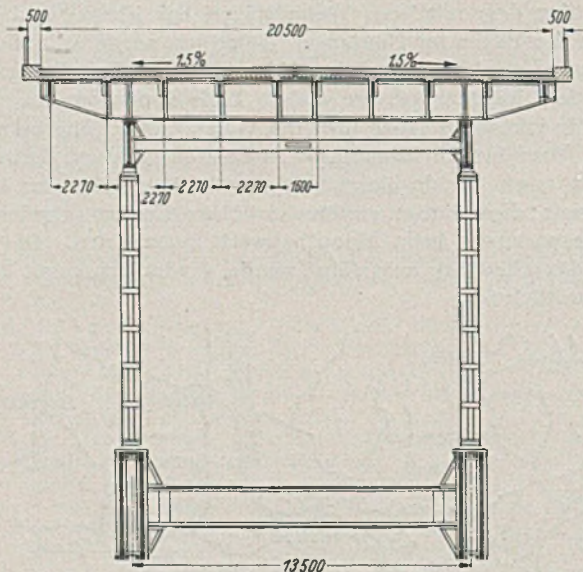


Abb. 2b. Querschnitt zum Entwurf der Bogenbrücke.

### Baugrund.

Der Baugrund wurde durch Bohrungen bis zu 30 m Tiefe untersucht. Ein Teil der Ergebnisse ist in Abb. 4 dargestellt. Man erkennt, daß an beiden Talhängen oben verwitterter und darunter fester Sandstein ansteht, daß aber am Standpunkt des Pfeilers II unmittelbar an der Werra auf Schlamm zunächst Geröll und Kies und schließlich Schichten von Sandstein und Letten in verschiedener Mächtigkeit folgen. Derartige wechselnde Schichten finden sich auch an den Standpunkten der übrigen Pfeiler. Außer durch Bohrungen wurde der Baugrund noch von der Deutschen Forschungs-Gesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) dynamisch untersucht. Sie stellte ihre Schwingmaschine an den Baustellen der Pfeiler I, II und III auf, und zwar am Ort des Pfeilers I auf gewachsenem Buntsandstein, an den anderen Stellen auf der Mehlsandabdeckung des Werratales. Die Bestimmung der Federkonstante des Bodens ergab eine Eigenschwingungszahl

- $\alpha = 32$  Herz für den Buntsandstein unter Pfeiler I,
- $\alpha = 18,5$  Herz für die oberste Mehlsandschicht bei Pfeiler II,
- $\alpha = 19,3$  Herz für die oberste Mehlsandschicht bei Pfeiler III.

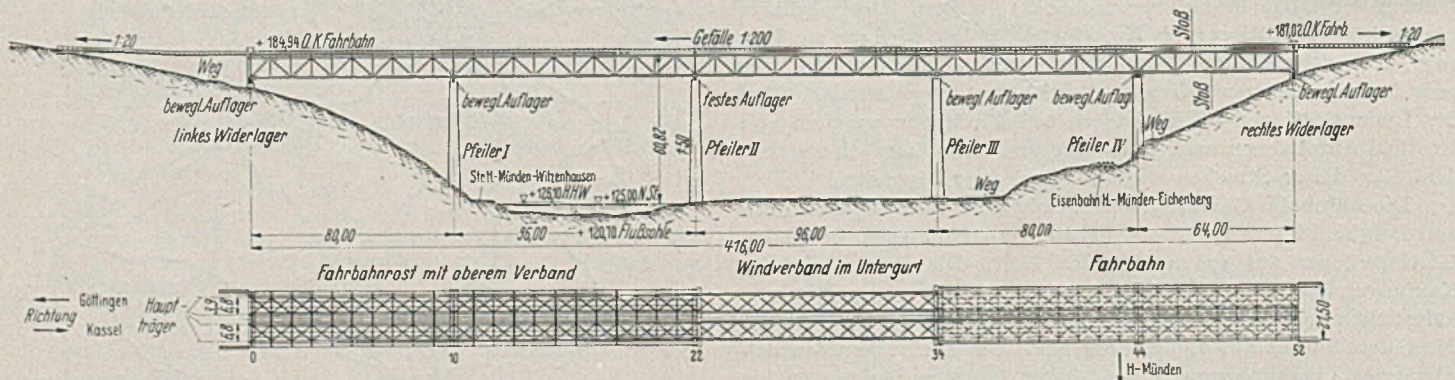


Abb. 3a. Ausführungsentwurf.

Balken über fünf Öffnungen von 80—96—96—80—64 m Stützweite durchläuft (Abb. 3a u. 3b). Der Stahlüberbau ist also 416 m lang. Zwischen den Enden der Flügelmauern mißt das ganze Bauwerk 532 m.

Die Brücke ist zwischen den Geländern 21,5 m breit. Der Mittelstreifen ist auf 3 m Breite eingeschränkt und erhöht. Neben ihm liegen rechts und links die Fahrbahnen von 7,5 m Breite, dann die Sicherheitsstreifen von 0,75 m und außen die erhöhten Randstreifen von 1 m Breite.

Die Fahrbahn hat auf der Brücke eine Längsneigung von 1 : 200. Nach beiden Seiten schließen sich Steigungen von 1 : 20 an. Die zu den Neigungswechseln gehörenden Ausrundungsbogen fallen zum Teil noch in den Bereich der Flügel.

Bei der Anordnung der Pfeilerstandpunkte waren die zu überbrückenden Verkehrswege maßgebend, nämlich die Reichsstraße Hann.-Münden—Witzenhausen, die Werra und die zweigleisige Hauptbahn Eichenberg—Hann.-Münden. Außerdem hatte man auf jeder Seite des Tales einen Waldweg und neben der Eisenbahn

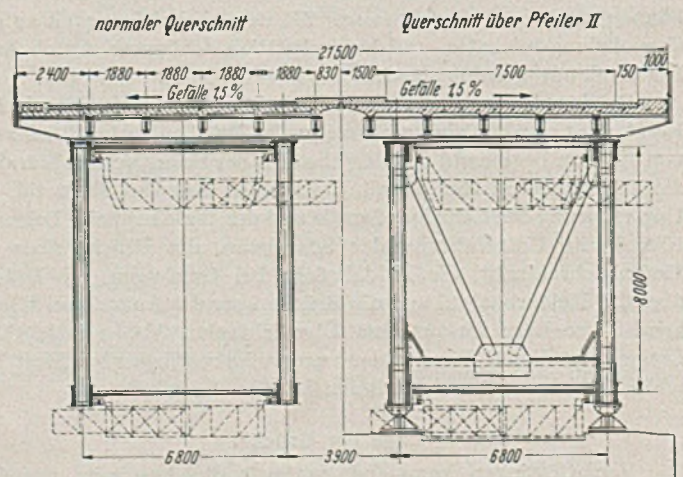


Abb. 3b. Querschnitte zum Ausführungsentwurf.

Als Ausbreitgeschwindigkeit elastischer Wellen fand sich im verwitterten Buntsandstein unter Pfeiler I . . . . . 450—600 m/sec,  
im unverwitterten Buntsandstein zwischen Pfeiler III und IV . . . . . 1100 „  
im Kies unter Pfeiler II . . . . . 270 „  
im Kies unter Pfeiler III . . . . . 180 „

Die mit der Schwingmaschine der Degebo erregten Wellen sind im wesentlichen transversal. Daneben treten z. B. bei Sprengungen noch Kompressionswellen auf. Diese wurden mit den Instrumenten des geophysikalischen Instituts der Universität Göttingen gemessen. Es ergab sich für die obere Lage des Sandsteins eine Geschwindigkeit dieser Wellen von 1950 m/sec und für den wesentlich härteren Sandstein in 20 m Tiefe 3500 m/sec.

Die elastischen Konstanten des Sandsteins lassen sich aus den Geschwindigkeiten  $V_t$  der Transversal- und  $V_l$  der Kompressionswellen nach Formeln der Elastizitätslehre berechnen. Hier folgte aus  $V_t = 1100$  m/sec und  $V_l = 1950$  m/sec die Poissonsche Zahl  $m = 3,78$ , der Schubmodul  $G = 29000$  kg/cm<sup>2</sup> und der Elastizitätsmodul  $E = 115000$  kg/cm<sup>2</sup>, wobei die Dichte zu 2,38 g/cm<sup>3</sup> angenommen war.

Auf Grund der Untersuchungen und unter Berücksichtigung der von der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik und von Professor Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. S., erstatteten Gutachten wurde für den unverwitterten Sandstein unter den Widerlagern und unter den Pfeilern II, III und IV eine Beanspruchung durch Haupt- und Zusatzkräfte bis zu 8 kg/cm<sup>2</sup> vorgesehen. Pfeiler I steht auf weniger festen Schichten; hier konnten nur 5 kg/cm<sup>2</sup> Bodenpressung zugelassen werden.

Während des Baues wurden die Setzungen der Pfeiler gemessen. Bei dem auf einen Senkkasten gegründeten Pfeiler II betrug die Ergebnisse der einzelnen Messungen:

1. Messung bei Fertigstellung der Gründung . . . . .	0 mm	Setzung
2. Messung nach Aufmauerung des Pfeilers bis 25 m Höhe . . . . .	7 „	„
3. Messung nach Fertigstellung des Pfeilers . . . . .	7 „	„
4. Messung einen Monat später ohne neue Belastung . . . . .	1 „	„
5. Messung nach Aufbringung des stählernen Überbaues . . . . .	1 „	„
6. Messung nach Fertigstellung der Brücke . . . . .	2 „	„
Gesamtsetzung 18 mm		

Bei Pfeiler I wurde eine Gesamtsetzung von 11 mm, bei Pfeiler III von 16 mm und bei Pfeiler IV von 11 mm festgestellt. Diese geringen Setzungen halten sich im Bereiche dessen, was zu erwarten war.

**Baustelleneinrichtung.**

Die Einrichtung der Baustelle bedurfte gründlicher Vorbereitung. Die verfügbare Fläche auf dem linken Werrauer zwischen dem Fluß und der Eisenbahn wurde so aufgeteilt, daß die Tiefbau-firma den Platz oberstrom von der Brücke, die Stahlbauanstalten den Platz unterstrom für ihre Lagerplätze und Baubuden erhielten (Abb. 5).

Die nächste Sorge galt der Anfuhr der Baustoffe. Es waren 7500 t Zement anzufahren, Zuschlagstoffe für 21 300 m<sup>3</sup> Beton und 7700 m<sup>3</sup> Eisenbeton, 970 t Rundeisen, ferner 12 000 m<sup>2</sup> Sandsteine, die im allgemeinen nicht gleich vom Eisenbahnwagen aus verarbeitet werden konnten, sondern erst zwischengelagert werden mußten, weil sie nach Versatzplänen zu vermauern waren. Hierzu kamen 3900 t Stahlkonstruktionen und 300 t Hilfskonstruktionen für den Stahlbau. Mit allen Geräten und Gerüsten waren im ganzen

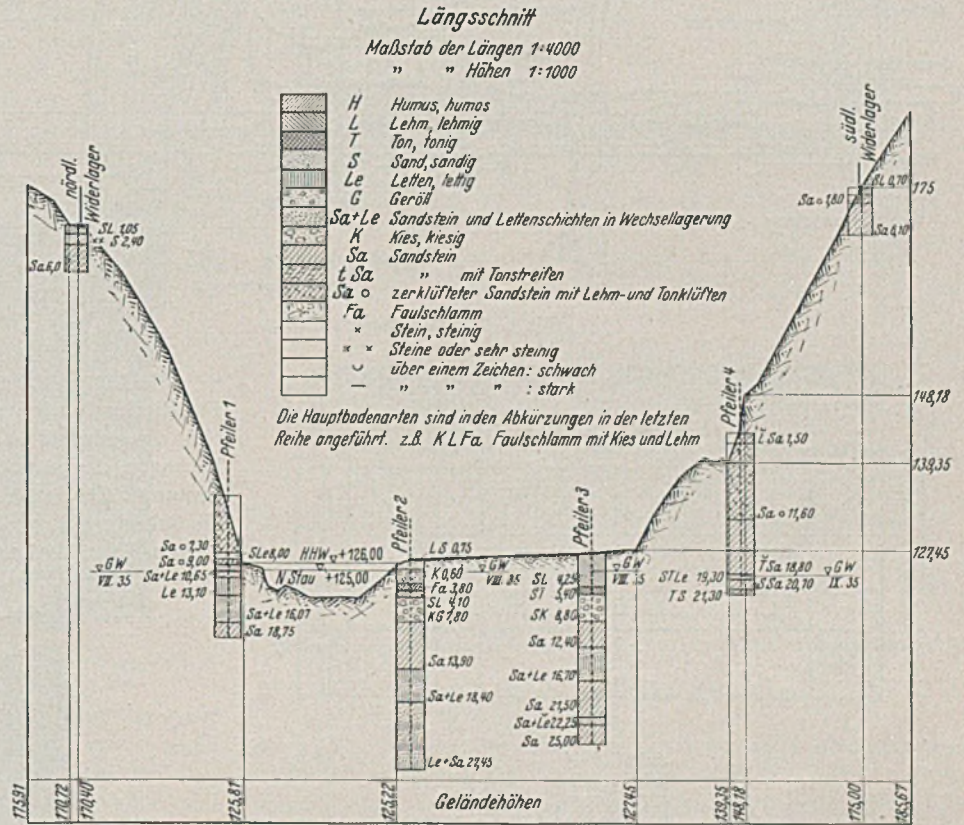


Abb. 4. Bohrerergebnisse.

87000 t von der Eisenbahn abzuladen. Das konnte auf der mit Zügen dicht belegten Hauptstrecke Eichenberg—Hann.-Münden nicht in den Zugpausen geschehen, es mußte vielmehr eine Anschlußgleisanlage geschaffen werden. Sie umfaßte ein Gleis für Zustellung und eins für Abholung und konnte 12 Wagen aufnehmen. Zugestellt wurde von Hann.-Münden aus bis zu fünfmal täglich. Für die Bedienung der Weichen und Signale baute man das Stellwerk „Abzweigstelle Laubach“. Ein Portalkran von 3 t Hubkraft stand über dem Anschlußgleis; er lud die großen Steine und andere schwere Stücke von den Bahnwagen ab. Zum Abladen der Stahlteile von den Bahnwagen diente ein Portalkran von 15 t.

Der Zement gelangte von den Wagen auf einer Rutsche in einen Wellblechschuppen, wo 270 t gelagert werden konnten. Von hier führte ein Fördergleis zur Mischanlage, die aus zwei SONDHOFENMISCHERN von je 1000 l bestand. Für die Zuschlagstoffe waren acht Bunker von je 36 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen vorhanden. Die Stoffe wurden automatisch gewogen und liefen auf einem Förderband zu den Mischern. Mit der ganzen Anlage hätten in zehnstündiger Schicht 500 m<sup>3</sup> Beton hergestellt werden können; in Wirklichkeit sind aber in einer Schicht nur 350 m<sup>3</sup> verarbeitet worden. Von den Mischern wurde der Beton in Kippwagen zu den Baustellen der Pfeiler gefahren. Für die Beförderung zum Pfeiler I wurde eine hölzerne Brücke über die Werra gebaut. Ein Turmdrehkran hob die Kästen der Kippwagen bis auf die Höhe der jeweiligen Arbeitsstelle auf den Pfeilern. Dieser Kran hatte eine höchste Hakenstellung von 61 m und war damit neben dem bei der Siebenlehner Autobahnbrücke verwendeten Kran der höchste Deutschlands. Er stammte von der Firma Jul. Wolff & Co., Heilbronn. Eine eingehende Beschreibung findet man in der

Z. d. VDI. (1936) S. 1142. Außer diesem großen war noch ein Turmdrehkran von geringerer Höhe vorhanden, weil gleichzeitig an zwei Pfeilern gearbeitet werden mußte.

dahin dienten Schrägaufzüge. Die weiche Betonmischung für die Eisenbetonteile der Kammermauern und der Flügel wurde mit Hilfe eines Gießturmes eingebracht.

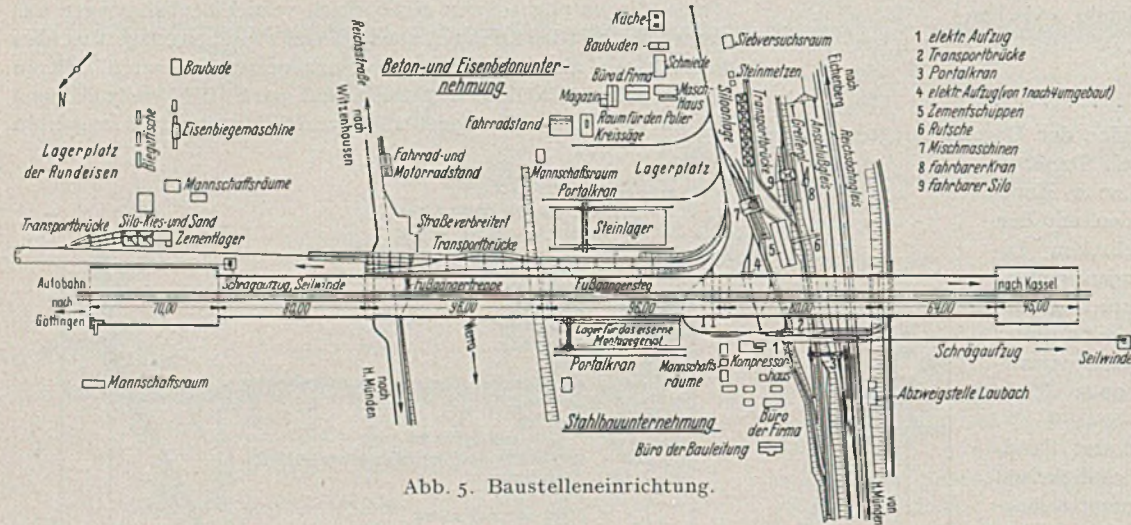


Abb. 5. Baustelleneinrichtung.

Zur Baustelleneinrichtung gehören heute selbstverständlich auch gute Unterkunftsräume für alle am Bau Beschäftigten. Es war eine von der NSV unterstützte Küche vorhanden, die zeitweilig bis zu 600 Mann mit Mittagessen versorgt hat.

**Gründung der Pfeiler.**

Um bei Pfeiler I den Bodendruck auf 5 kg/cm<sup>2</sup> herabzudrücken, mußte der Pfeilerfuß als eine weit vor den Pfeilerschaft vorspringende Eisenbetonplatte ausgebildet werden.

Die Abmessungen und die Bewehrung ergeben sich aus Abb. 6. Für die Ausführung genügte eine offene Baugrube von 3,5 m Tiefe ohne Spundwand. Das eindringende Wasser wurde durch Sickerleitungen, die unter der Gründungssohle lagen, gesammelt und abgepumpt. Da das Werrawasser als aggressiv anzusehen war, mußte die Gründung abgedichtet werden. Hierzu benutzten wir die 0,1 mm dicken Kupferbahnen der Hedderheimer Kupferwerke. Abb. 7

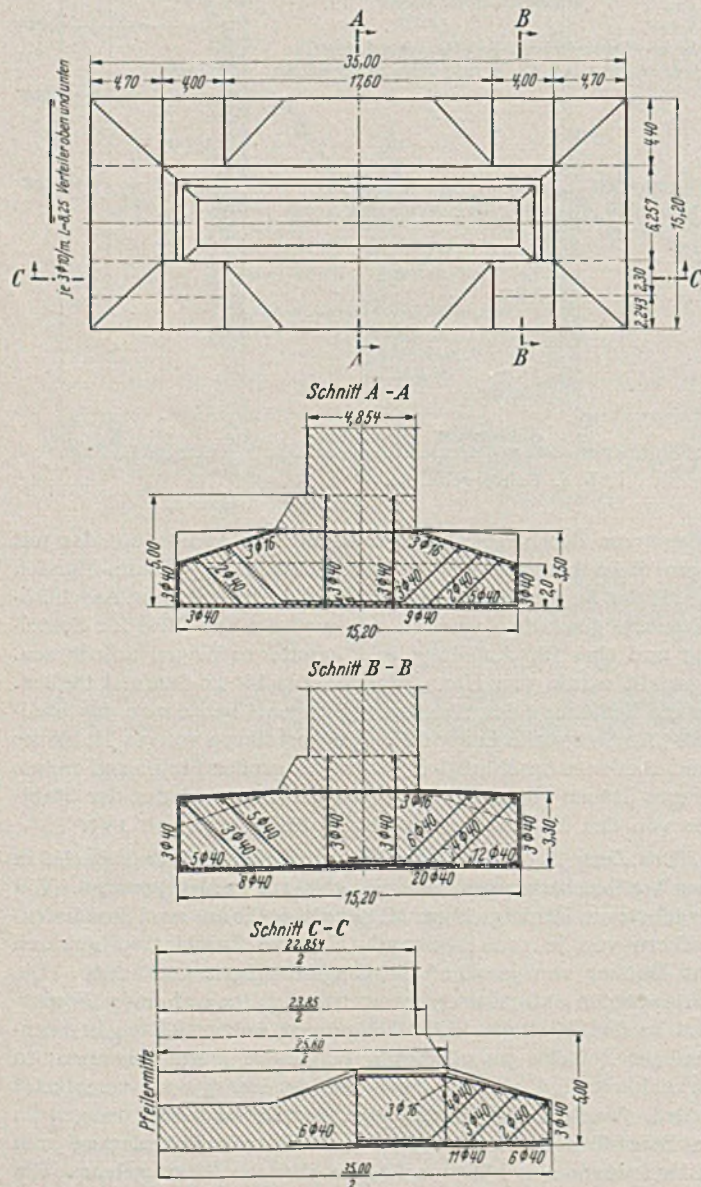


Abb. 6. Fuß des Pfeilers I, Grundriß und Schnitte.

Bis zu den Baustellen der Widerlager war der Förderweg für den fertig gemischten Beton zu weit. Daher wurde für die Betonierung der Widerlager eine besondere Mischanlage an Ort und Stelle geschaffen. Zur Beförderung des Zements und der Zuschlagstoffe



Abb. 7. Dichtung der Gründung des Pfeilers I.

zeigt, daß zunächst an den Felsen anbetonierte wurde, um eine glatte Fläche zu erzielen, auf welche die Kupferbahnen aufgeklebt wurden. Nachdem diese durch eine Klinkerschicht geschützt waren, konnten die Bewehrung und der Beton in den entstandenen Trog eingebracht werden. Für den Eisenbeton des Pfeilers I verwendeten wir 300 kg Hochofenzement/m<sup>3</sup>, für den Stampfbeton 250 kg/m<sup>3</sup>.

Pfeiler II steht unmittelbar am Werrauer. Es war zweifelhaft, ob sich bei dem Geröll, das über dem Sandstein lagert, eine dichte Spundwand würde schlagen lassen. Die Wasserhaltung wäre bei dem zerklüfteten Felsen, durch dessen Spalten das Wasser in die Baugrube eindringen konnte, sehr schwierig gewesen. Man entschloß sich daher zur Gründung mittels Senkkasten. Dieser besteht aus Eisenbeton und ist 28 m lang und 12,5 m breit. Wegen des aggressiven Werrawassers sollte der Beton möglichst dicht werden. Wir wählten eine Mischung mit 400 kg Traßzement auf 1 m<sup>3</sup> Beton, wobei sich die Menge von Traß: Zement wie 30 : 70

verhielt. Die Sieblinie der Zuschlagstoffe lag im Bereich der besonders guten Körnungsgruppen. Der Traßzement übertraf nach den Versuchen der Baustoffprüfstelle der Reichsbahndirektion Kassel zur Zeit des Baues den Hochofenzement an Festigkeit. Während bei diesem die Normfestigkeit nach 28 Tagen zwischen 388 und 599 kg/cm<sup>2</sup> schwankte, betrug sie beim Traßzement 503 bis 640 kg/cm<sup>2</sup>. Wir hatten daher keine Bedenken, für einen so hochwertigen und empfindlichen Bauteil wie den Senkkasten Traßzement zu verwenden. Um dem frischen Beton für die erste Zeit einen Schutz zu geben, erhielt die Außenfläche des Senkkastens einen Fluatanstrich. Bei der Betonierung des Senkkastens im Februar 1936 trat unverhofft starker Frost ein. Um die Arbeit nicht unterbrechen zu müssen, wurde ein Zelt über dem Senkkasten gebaut und mit drei Kokskörben geheizt; außerdem wurde natürlich warmes Wasser verwendet (Abb. 8). Im Zelt



Abb. 8. Betonierung des Senkkastens unter dem geheizten Zelt.

betrug die Temperatur +11° bei einer Außentemperatur von -10°. Eine dichte Abdeckung des frischen Betons hinderte die Abbindewärme am Entweichen. Im abbindenden Beton waren bei -7° Außentemperatur 6° Wärme. So ist kein Frostschaden aufgetreten. Die Absenkung des Senkkastens ging ohne nennenswerte Schwierigkeiten bis in 11 m Tiefe vorstatten; die Bewehrung ist in Abb. 9a, b und c wiedergegeben.

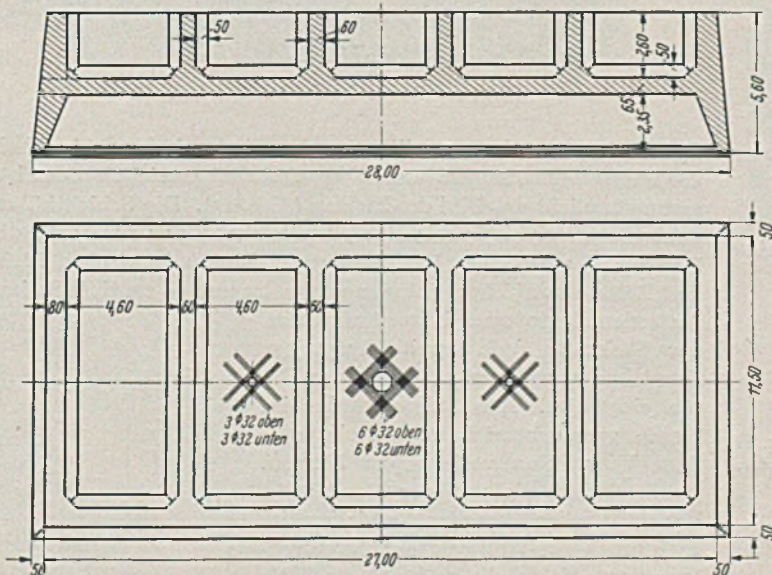


Abb. 9a. Längsschnitt und Grundriß des Senkkastens.

Den Baugrund im Senkkasten zeigt Abb. 10. Er besteht größtenteils aus Buntsandstein, nur zu etwa 20% aus Schieferthon. Die oberen Zellen des Senkkastens erhielten im Innern eine Heku-Isolierung wie die Gründung des Pfeilers I, so daß der sie ausfüllende Stampfbeton aufs beste gegen das aggressive Wasser geschützt ist, selbst wenn die äußere Eisenbetonwand einmal durch

das fließende Wasser angegriffen werden sollte. Abb. 11 gibt einen Blick auf den Senkkasten während der Absenkung.

Pfeiler III hat über 100 m Abstand von der Werra, hier war keine Beschädigung des Betons durch das Werrawasser zu befürchten. Man rammt Spundbohlen Larssen-Profil III auf 9 m Tiefe in den Boden, bis sie fest im Buntsandstein saßen. Dann wurde die Baugrube unter Wasserhaltung ausgeschachtet. Zur Aussteifung

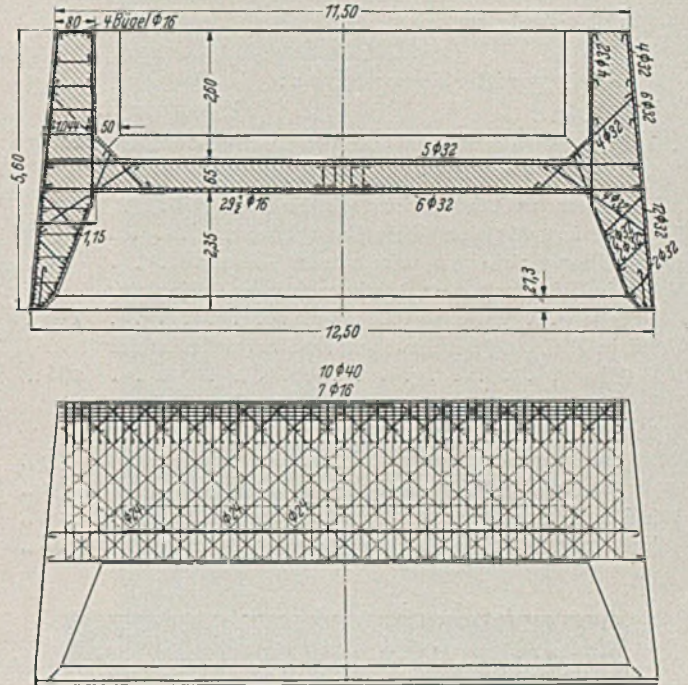


Abb. 9b. Querschnitte des Senkkastens.

der 13,8 m voneinander entfernten Spundwände dienten stählerne Gitterträger, die auf Abb. 12 zu erkennen sind. Für den Beton verwendete man 220 kg Hochofenzement je Kubikmeter. Nach der Betonierung des Pfeilerfundaments wurden die Spundbohlen wieder gezogen.

Pfeiler IV ist in geringerer Tiefe auf gewachsenen Felsen gegründet, dessen Klüfte zuvor mit Zementmörtel 1:2 ausgefüllt worden waren.

Aufgehende Pfeiler.

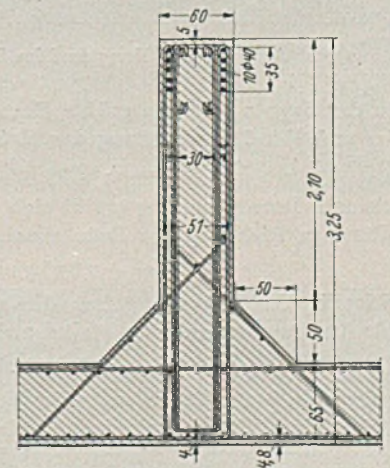


Abb. 9c. Bewehrung der Querrippe des Senkkastens.

Die Pfeiler bestehen aus Stampfbeton mit Sandsteinverkleidung, die als tragend gerechnet wurde. Oben sind sie 3 m breit und 21 m lang. Der Anlauf beträgt 50:1, so daß die Pfeiler bei etwa 50 m Höhe unten ungefähr 5 m breit und 23 m lang sind. Bei der statischen Untersuchung der Pfeiler wurde der Beiwert  $\alpha$  (DIN 1075 § 11 Abs. 2) nur für die eigentliche Knicklast eingesetzt, also für das Gewicht des stählernen Überbaues und für die Verkehrslast ohne Stoßzahl, nicht aber für das Pfeilergewicht und für die Horizontalkräfte. Die Berechnung des Pfeilers III,

der ein bewegliches Lager des Überbaues trägt, gestaltete sich hiernach wie folgt (Abb. 13):

$$\frac{h}{d} = \frac{50,10}{5,0} = 10,$$

Beiwert  $\alpha = 3,0$ .

Ständige Last der Überbauten  $A_g = 2876$  t

$\alpha \cdot A_g = 8628$  „

Verkehrslast . . . . .  $A_p = 734$  „

$\alpha \cdot A_p = 2202$  „

Pfeilergewicht bis zur Fuge a:

$$G_a = 10223 \text{ „}$$

Auflagerexzentrizität infolge von Temperaturschwankungen:

$$e = 4,03 \text{ cm.}$$

Die Bremskraft ist kleiner als die Lagerreibung.

Lagerreibung für einen belasteten Überbau . . . . . 55 t

Lagerreibung für einen unbelasteten Überbau . . . . . 43 „

Wind in Richtung der Brückenachse bei belasteter Brücke . . . . . 159 „

Wind in Richtung der Brückenachse bei unbelasteter Brücke . . . . . 266 „

Wind senkrecht zur Brückenachse bei Angriff 6,4 m über Pfeileroberkante

auf die belastete Brücke . . . . . 79 „

auf die unbelastete Brücke . . . . . 131 „

Wind auf den Pfeiler bei belasteter Brücke . . . . . 29 „

Wind auf den Pfeiler bei unbelasteter Brücke . . . . . 48 „

Den Sandstein lieferten 12 Steinbrüche, die auf dem Gebiet zwischen Werra und Solling liegen. In Anlehnung an alte Eisenbahnbrücken über Werra und Fulda wurden die Steine gekrönelnt und mit Randschlag versehen, eine Bearbeitungsart, die dem Charakter des Sandsteins gut entspricht (Abb. 14). Die Farben der

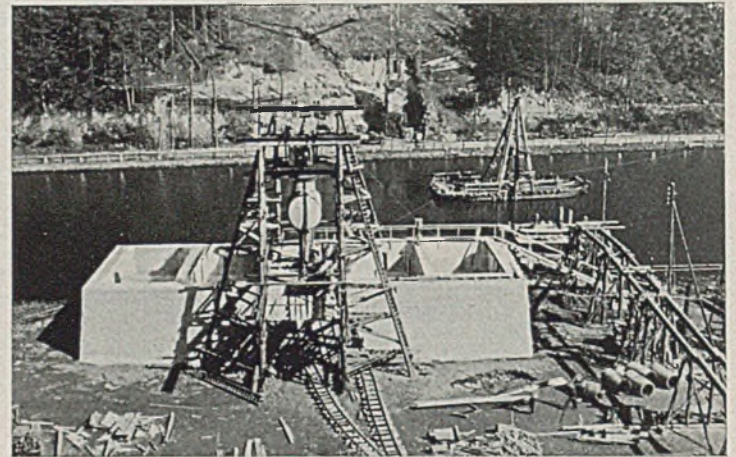


Abb. 11. Der Senkkasten während der Absenkung.

Steine sind weiß, hellrot und dunkelrot. Im unteren Teil der Pfeiler überwiegen die dunkelroten Steine und im oberen Teil die weißen.



Abb. 10. Der Baugrund im Senkkasten.



Abb. 12. Baugrube des Pfeilers III.

In der Fuge a tritt die größte Beanspruchung bei belasteter Brücke und Wind in Richtung der Brückenachse auf. Es ist

$$\sigma_{a \max} = +28,75 \text{ kg/cm}^2.$$

Die kleinste Beanspruchung ergibt sich bei unbelastetem Pfeiler und Wind in Richtung der Brückenachse:

$$\sigma_{a \min} = +1,83 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Bodenfuge b gelten die gleichen Belastungswerte wie für die Fuge a, nur das Pfeilergewicht wird

$$G_b = 16127 \text{ t.}$$

Hierbei wurde der Auftrieb außer Betracht gelassen, weil er z. B. beim Bau eines Kanales einmal verschwinden kann. Außerdem fällt der Beiwert  $\alpha$  weg. Die größte Bodenpressung fand sich bei unbelasteter Brücke und Wind in Richtung der Brückenachse zu

$$\sigma_{b \max} = +7,71 \text{ kg/cm}^2.$$

Die kleinste Beanspruchung in der Bodenfuge b ergab sich bei unbelastetem Pfeiler und Wind in Richtung der Brückenachse:

$$\sigma_{b \min} = +2,96 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Beton wurden 220 kg Hochofenzement auf 1 m<sup>3</sup> verwendet, bei dem infolge seines geringen Kalkgehaltes wenig Ausblühungen zu erwarten waren. In der Tat zeigt sich am Mauerwerk der Pfeiler, mit deren Ausführung im März 1936 begonnen worden ist, nichts Derartiges.

Durch diese Anordnung wollte man den Eindruck der Schlankheit der Pfeiler noch erhöhen. Daß dieses Ziel auch erreicht worden ist, veranschaulicht das Bild des Pfeilers (Abb. 15). Die Schichthöhen wechseln von 24 bis 69 cm; die Ecksteine sind bis zu 1 m hoch, die Fugen sind 1 cm breit. Um einen guten Verband zwischen Stein und Beton zu erreichen, nahmen wir 30, 40 und 50 cm tiefe Steine.

Außerdem legte man beim Aufmauern der Steine in jede zweite Lagerfuge Rundisen von 6 mm  $\varnothing$ , die in den Beton eingreifen. Alle Steine wurden im Bruch genau bezeichnet, um sie nach dem Versatzplan verlegen zu können. Große Steine, die mit der Hand nicht bewegt werden konnten, erhielten im Steinbruch ein Wolfloch; der Turmdrehkran setzte sie an die rechte Stelle. Die Maurer der Tagschicht vermauerten auf den Pfeilern 2 bis 3 Schichten Steine mit einem Mörtel von Hochofenzement, und die der Nachtschicht betonierten den Innenraum zwischen den Steinen aus (Abb. 16). Der Anlauf der Pfeiler von 50:1 wurde durch hölzerne Lehren angegeben, die an den Pfeilerecken angebracht waren. Dieses einfache Verfahren hat sich als völlig genügend erwiesen, um einwandfreie Pfeilerkanten zu erzielen; die

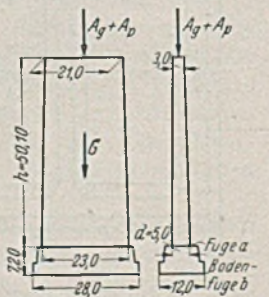


Abb. 13. Pfeiler III.

Lehren sind auf Abb. 39 zu sehen. Die Pfeiler tragen oben ein Gesims aus rotem Sandstein, das 40 cm hoch ist und 20 cm vorspringt. Die Oberfläche der Pfeiler ist nicht dachförmig ausge-

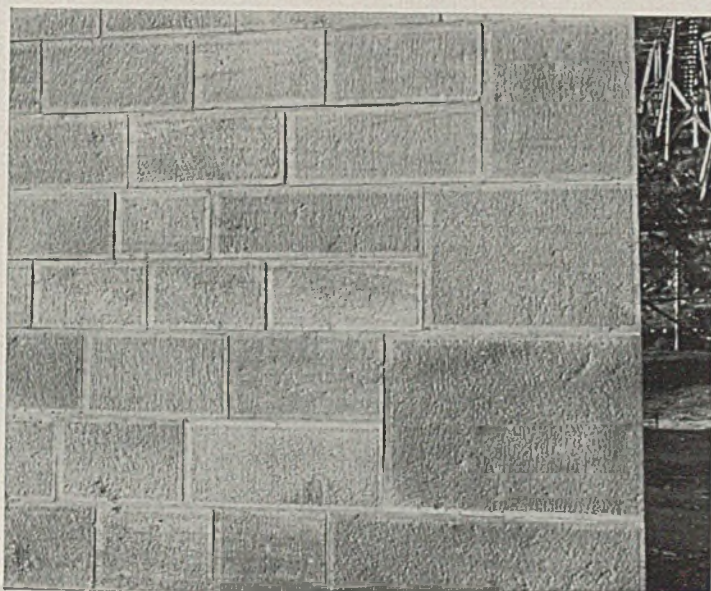


Abb. 14. Bearbeitung des Sandsteins.

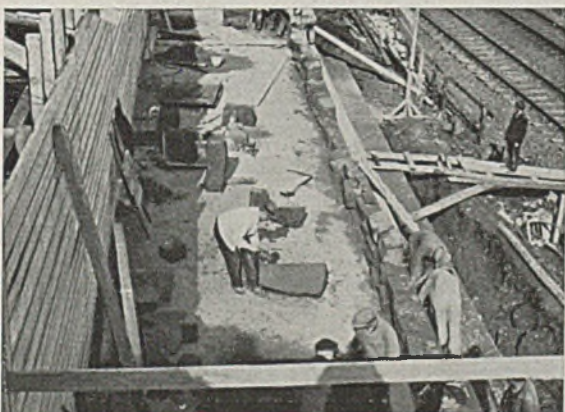


Abb. 16. Aufmauerung der Steinverkleidung eines Pfeilers.

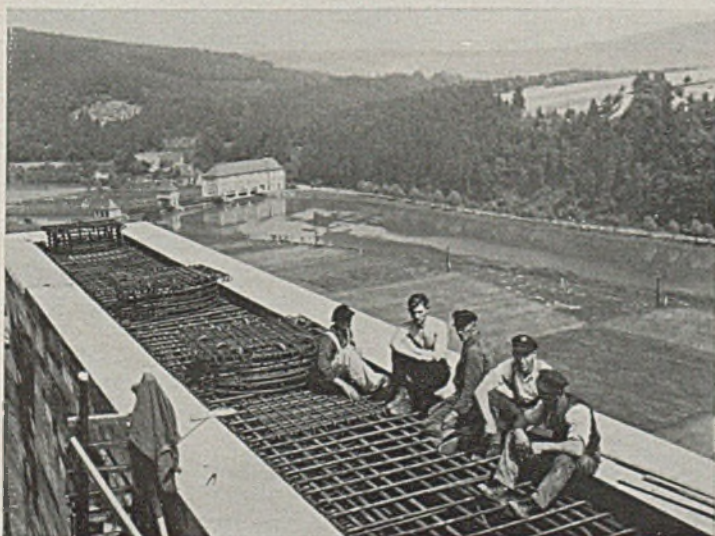


Abb. 17. Bewehrung der Auflagerbank auf einem Pfeiler.

bildet worden, weil dann das vom Gesims abtropfende Wasser den Pfeilerschaft immer etwa 10 m unter dem Gesims getroffen hätte. Dort würde sich, wie alte Sandsteinbauten zeigen, bald



Abb. 15. Fertiger Pfeiler.

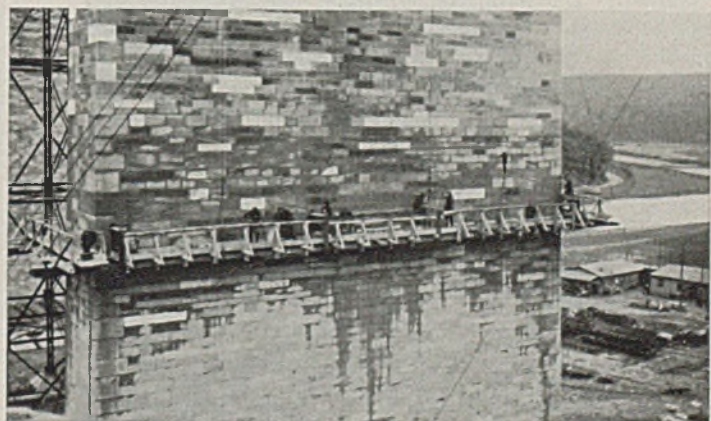


Abb. 18. Das Hängegerüst zum Verfugen des Mauerwerks.

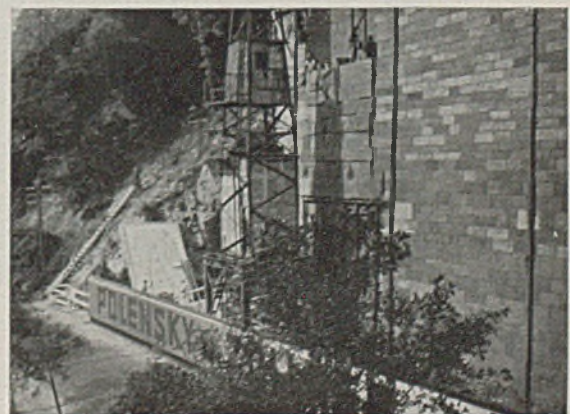


Abb. 19. Einmauern der Steine für das Bildwerk.

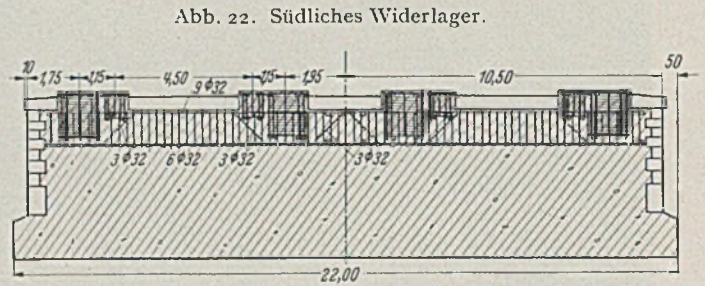
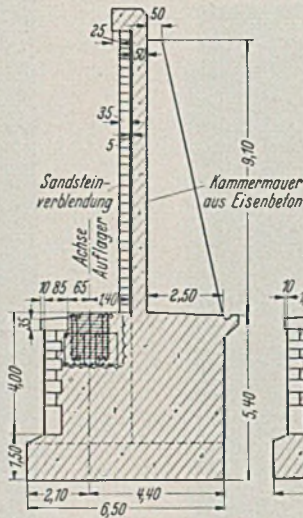
Moos in einem breiten, grünen Streifen angesiedelt haben. Eine Entwässerung der Pfeileroberfläche nach innen schien bei der großen Höhe auch nicht zweckmäßig. Wir haben schließlich auf jedem Pfeiler eine Mulde angeordnet, welche die ganze Pfeiler-

erreichen. Dieses Wasser sammelt sich in der sorgfältig abgedichteten Mulde. Es wird im allgemeinen unschädlich verdunsten, nur in Ausnahmefällen wird es überlaufen und dann auf den Pfeilerschaft abtropfen.

Die Auflagerbänke auf den Pfeilern wurden in üblicher Weise bewehrt, wie Abb. 17 zeigt. Man erkennt die spiralförmige Bewehrung für die Lager der stählernen Überbauten und daneben die tiefer liegenden, kleineren Spiralen für die Punkte, wo Pressen zum Anheben der Überbauten angesetzt werden können.



Abb. 20. Das Bildwerk am Pfeiler I.



Als die stählernen Überbauten fertig waren, wurden die Pfeiler mit Salzsäure, die im Verhältnis 1:6 verdünnt war, abgewaschen; die Unschädlichkeit dieser Behandlung war vorher durch Versuche festgestellt worden. Die Fugen wurden mit Mörtel von Hochofenzement in natürlicher grauer Farbe verstrichen. Das Hängegerüst, das zu dieser Arbeit diente, veranschaulicht Abb. 18.

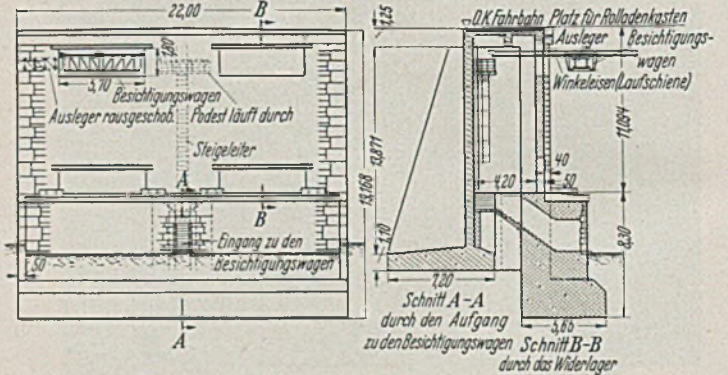


Abb. 23. Nördliches Widerlager.

Pfeiler I trägt einen figürlichen Schmuck. Der Kasseler Bildhauer Kurt Lehmann hat hier ein Relief geschaffen, das in seiner schlichten, sprechenden Form und in seiner gewaltigen Größe auf den Beschauer einen tiefen Eindruck macht. Es stellt den Kopfarbeiter und den Handarbeiter dar, welche den Bau gemeinsam durchgeführt haben. Die Figuren sind 7,5 m hoch, ihre Füße stehen 5,8 m über der Straße. Beim Bau der Pfeiler wurden an dieser Stelle ausgesucht große, durchweg rote Steine mit Fugen von nur 6 mm eingefügt (Abb. 19). Aus ihnen hat der Bildhauer die Figuren herausgearbeitet, die bis zu 30 cm aus der Pfeilerfläche hervorstehen. Die Tätigkeit des Bildhauers auf der Baustelle dauerte 10 Wochen. Das Relief ist sowohl von der Straße wie von der Eisenbahn aus gut zu sehen. Die Wirkung und Größe des Bildwerks lassen die Abb. 20 und 21 erkennen.

#### Widerlager.

Die Widerlager bestehen aus Stampfbeton, die Kammermauern und die Flügel aus Eisenbeton, alles mit Sandsteinverkleidung. Abb. 22 zeigt das südliche Widerlager und Abb. 23 das nördliche Widerlager und den Raum für die Besichtigungswagen. Zwischen dem Widerlager und den Flügeln sind Fugen angeordnet worden. Sie liegen in einspringenden Ecken des Mauerwerks, so daß sie nicht in Erscheinung treten. Das nördliche Widerlager hat 4 Öffnungen für die Einfahrt der Besichtigungswagen, die in der Ruhelage im Innern des Widerlagers stehen. Die Einfahröffnungen sind

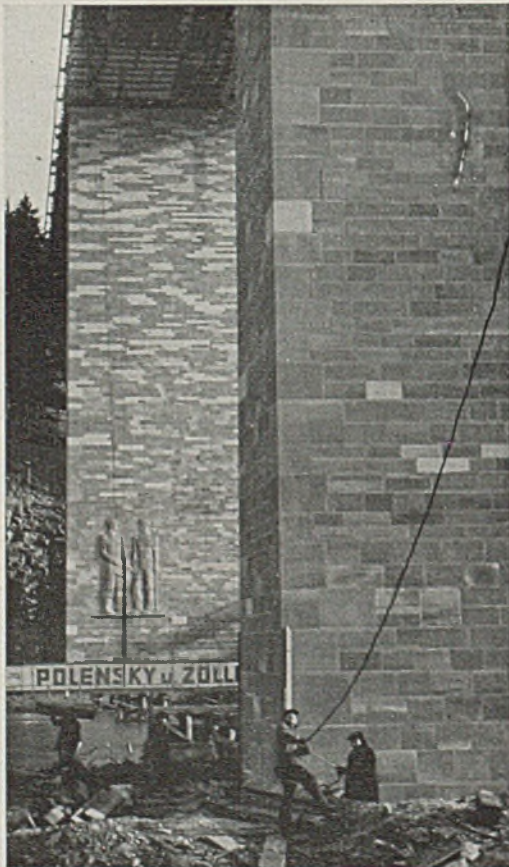


Abb. 21. Blick vom linken Werra-Ufer auf das Bildwerk am Pfeiler I.

oberfläche einnimmt. Wir rechnen damit, daß senkrecht fallender Regen die Pfeiler nicht treffen kann, weil die dichte Fahrbahn breiter ist als der Pfeiler. Schräg unter 45° einfallender Regen kann die Pfeileroberfläche nur etwa bis zu 1/3 ihrer Länge



mit stählernen Rolltüren abgeschlossen. Die Eisenbetonwände der Kammermauern und der Flügel werden von hinten durch Rippen versteift (Abb. 24). Abb. 25 stellt die Bewehrung der Auflagerbank eines Widerlagers dar.

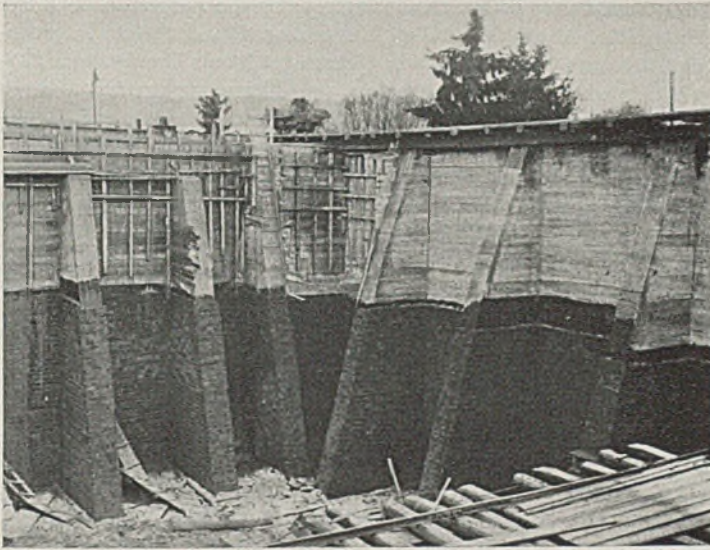


Abb. 24. Kammermauer und Flügel von hinten gesehen.

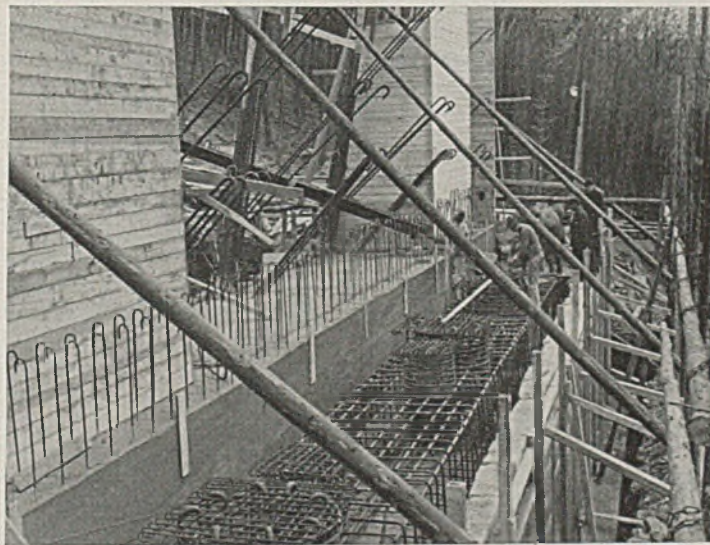


Abb. 25. Bewehrung der Auflagerbank eines Widerlagers.

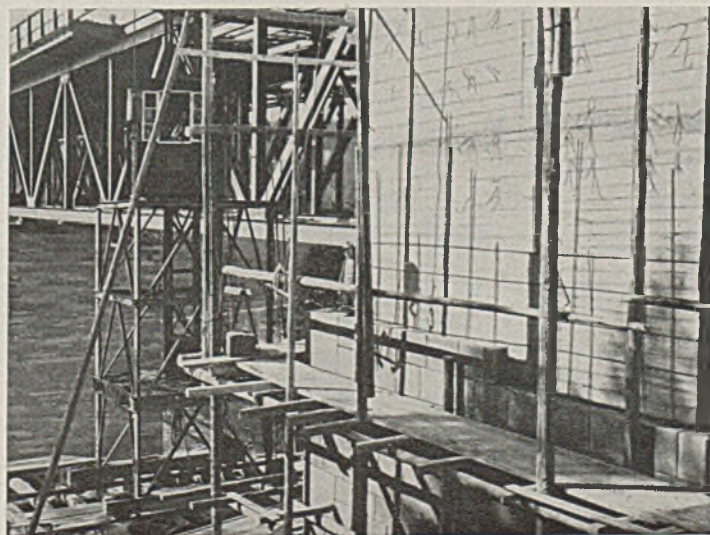


Abb. 26. Verblendung der Flügelmauer.

Während bei den Pfeilern der Sandstein mitträgt, ist er am Eisenbeton der Kammermauern und der Flügel nur vorgeblendet. Bei der Herstellung der Eisenbetonwände wurden an die Bewehrung zahlreiche Drähte von 6 mm  $\varnothing$  angeschlossen, die vorn aus dem Eisenbeton herausragten. Nach der Ausschalung dienten diese Drähte dazu, ein Netz von lotrechten und waagerechten Rundeisen von 12 mm  $\varnothing$  zu halten, an welche die Verblendungssteine angehängt wurden. Das Verfahren ist aus Abb. 26 ersichtlich.

Die Steine sind 35 cm tief. Ihre unterste Schicht ruht auf einem 40 cm breiten Vorsprung des Betons. Der Zwischenraum von 5 cm zwischen den Steinen und dem Eisenbeton wurde sorgfältig mit Beton ausgefüllt.

Die Räume auf den Widerlagern hat man zu Vorhöfen gestaltet. Sie sind mit Sandsteinmauern umgeben und haben eine lichte Breite von 30 m. Die Länge des nördlichen Vorhofes beträgt 70 m, die des südlichen 45 m (Abb. 5). Von den Vorhöfen aus bieten sich dem Beschauer herrliche Blicke ins Werratal. Man kann auch auf bequemen Fußwegen seitlich gelegene Aussichtspunkte erreichen. Im Anschluß an die Vorhöfe hat man Parkplätze geschaffen, und zwar für jede Fahrriichtung einen hinter der Brücke, so daß der Fahrer zunächst über die Brücke fährt und dann die Möglichkeit findet, den Wagen abzustellen und zu Fuß das Bauwerk und die Gegend in Muße zu betrachten. Durch die Vorhöfe sollen auch die Fahrer darauf hingewiesen werden, daß sie an dieser Stelle über ein großes Bauwerk kommen. In jeder Fahrriichtung steht am Anfang des Vorhofes ein gewaltiger Stein mit der Inschrift „Werra“. Das Gewicht eines solchen Sandsteinquaders beträgt 11 t.

#### Stahlüberbau.

Der Baustoff der Hauptträger ist St 52, derjenige der Fahrbahnträger und der Windverbände St 37. Die Überbauten für die beiden Fahrriichtungen nach Kassel und nach Göttingen sind völlig voneinander getrennt. Jeder hat zwei Hauptträger mit einem Abstand von 6,80 m. Die innen liegenden Hauptträger der beiden Überbauten sind 3,90 m voneinander entfernt. Das Fachwerk der Hauptträger besteht aus Streben und Pfosten mit einer Feldweite von 8 m. Die Streben sind unter 45° geneigt. Die Systemhöhe beträgt 8 m; das ist  $\frac{1}{12}$  der größten Stützweite von 96 m.

Die Ober- und die Untergurte sowie die Streben haben doppelwandige Querschnitte, die Pfosten I-Querschnitte. Die Obergurte sind auf die ganze Länge durch Deckklammern geschlossen, die Untergurte sind offen. Die Gurte haben Baustellenstöße neben jedem zweiten Knotenpunkte. Sie wurden in Stücken von 16 m angeliefert; Werkstattstöße sind nicht vorhanden. Abb. 27 zeigt den Untergurtnotenpunkt über Pfeiler II und die darüber und daneben liegenden Obergurtnotenpunkte. Man erkennt die Querschnitte der anschließenden Stäbe und die Art ihrer Anschlüsse. Über den Pfeilern und über den Widerlagern sind die Hauptträger durch starke Querrahmen ausgesteift, welche die Seitenkräfte auf die Lager übertragen. Die unteren Riegel der Querrahmen haben wir so kräftig ausgebildet, daß mit ihrer Hilfe der Überbau angehoben werden kann. Es brauchen nur Pressen unter die Riegel gestellt zu werden. Hierbei hat z. B. auf Pfeiler II der Querrahmen eines Überbaues zwei Auflagerdrücke von je 772 t zu übertragen. Mit Rücksicht auf diese großen Kräfte hat man die Riegel und Streben der Querrahmen doppelwandig gestaltet. Die Stegbleche des unteren Riegels sind 1200 mm hoch und 15 mm dick. Abb. 28 veranschaulicht den Querrahmen über Pfeiler II. Einen Blick auf einen Untergurtnotenpunkt mit Querrahmenanschluß gibt Abb. 29, einen Durchblick durch einen Überbau Abb. 30.

Windverbände liegen in Höhe der Obergurte und in Höhe der Untergurte der Hauptträger. Beide Windverbände sind Rhombenfachwerke, welche über den Pfeilern und über den Widerlagern an die Querrahmen angeschlossen wurden. Die seitlichen Knotenpunkte der Windverbände fallen mit denen der Hauptträger zusammen.

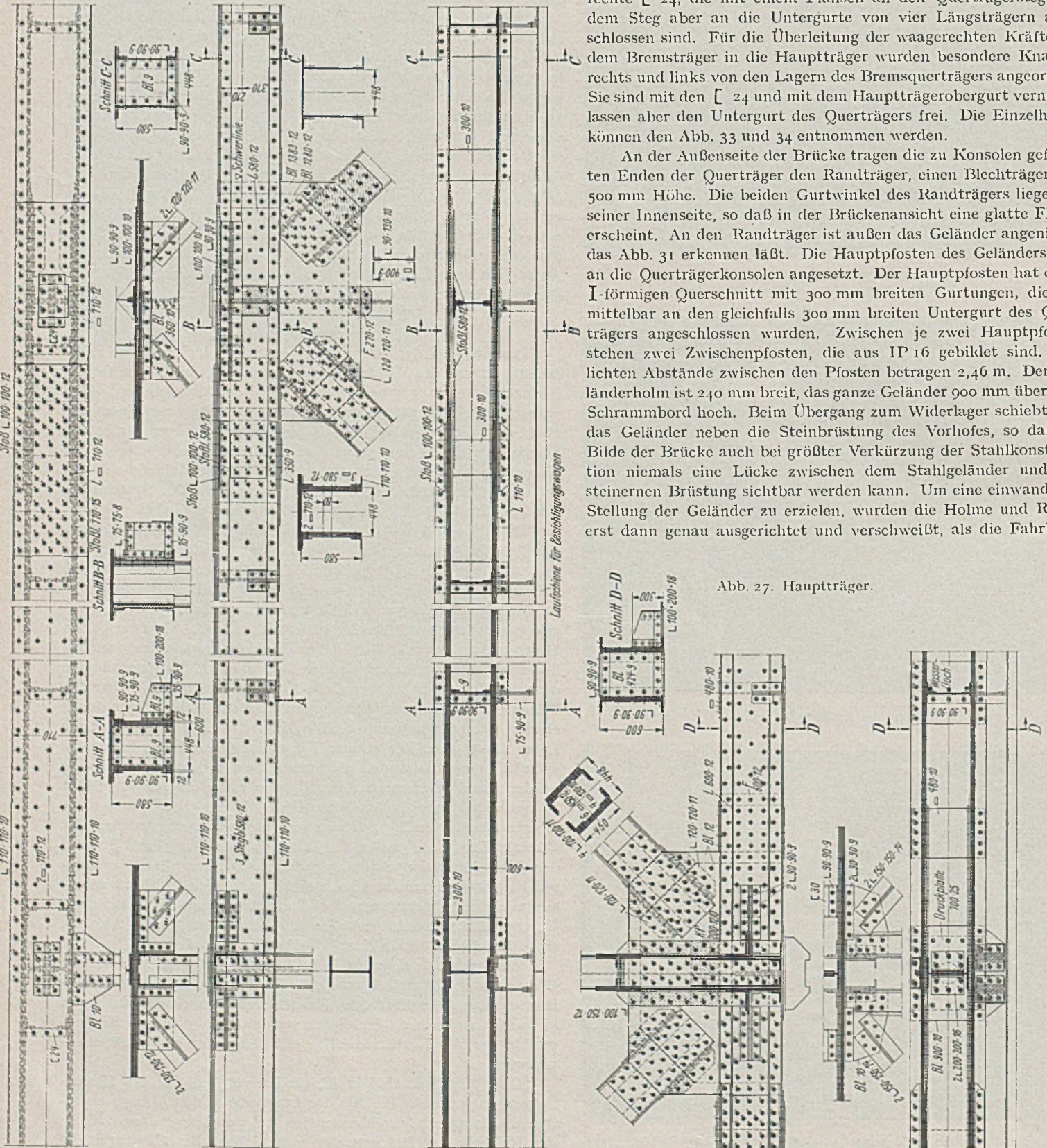
Die Querträger sind in Abständen von 8 m auf den Hauptträgern angeordnet. Die Art der Lagerung ist aus Abb. 31 zu ersehen. Die Querträger können sich frei durchbiegen und sich in der Richtung der Brückenachse verschieben. Sie übertragen die

lotrechten Lasten zentrisch auf die Hauptträger. Sie bestehen aus IP 80 der leichten Reihe und haben 6,80 m Stützweite. Über die äußeren Hauptträger kragen sie 2,01 m vor. Hierbei ist vom Querträgersteg unten ein dreieckiges Stück abgeschnitten und der untere Flansch an das verbleibende Stück des Steges wieder angeschweißt worden.

Zwischen den Querträgern jedes Überbaues liegen fünf Längsträger in einem gegenseitigen Abstand von 1,88 m. Die drei mittleren sind aus I 50 und die beiden äußeren aus I 55 gebildet. Sie ruhen auf kräftigen Konsolen und sind durch vier L 100 · 100 · 10 an die Querträger angeschlossen. Ihre Obergurte wurden

durch achteckige Kontinuitätslaschen verbunden, welche über die Querträgerobergurte hinweggreifen. Der durchgehende Längsträgerzug ist an 6 Querträgern, die sich über die Brückenlänge verteilen, unterbrochen. An diesen Stellen sind die Längsträger längsbeweglich auf Konsolen gelagert, die in Abb. 31 dargestellt sind. Die geschilderten 6 Unterbrechungen teilen die Fahrbahn in sieben Abschnitte. Abb. 32 zeigt diese Einteilung. Der der Mitte jedes Abschnittes am nächsten liegende Querträger ist als Bremsträger ausgebildet worden. Seine Lager auf den Hauptträgern hat man so gestaltet, daß er sich nicht verschieben, sondern sich nur durchbiegen kann. Vor und hinter dem Bremsquerträger liegen waagerechte [ 24, die mit einem Flansch an den Querträgersteg, mit dem Steg aber an die Untergurte von vier Längsträgern angeschlossen sind. Für die Überleitung der waagerechten Kräfte aus dem Bremsträger in die Hauptträger wurden besondere Knaggen rechts und links von den Lagern des Bremsquerträgers angeordnet. Sie sind mit den [ 24 und mit dem Hauptträgerobergurt vernietet, lassen aber den Untergurt des Querträgers frei. Die Einzelheiten können den Abb. 33 und 34 entnommen werden.

An der Außenseite der Brücke tragen die zu Konsolen geformten Enden der Querträger den Randträger, einen Blechträger von 500 mm Höhe. Die beiden Gurtwinkel des Randträgers liegen an seiner Innenseite, so daß in der Brückenansicht eine glatte Fläche erscheint. An den Randträger ist außen das Geländer angeietet, das Abb. 31 erkennen läßt. Die Hauptpfosten des Geländers sind an die Querträgerkonsolen angesetzt. Der Hauptpfosten hat einen I-förmigen Querschnitt mit 300 mm breiten Gurtungen, die unmittelbar an der gleichfalls 300 mm breiten Untergurt des Querträgers angeschlossen wurden. Zwischen je zwei Hauptpfosten stehen zwei Zwischenpfosten, die aus IP 16 gebildet sind. Die lichten Abstände zwischen den Pfosten betragen 2,46 m. Der Geländerholm ist 240 mm breit, das ganze Geländer 900 mm über dem Schrammbord hoch. Beim Übergang zum Widerlager schiebt sich das Geländer neben die Steinbrüstung des Vorhofes, so daß im Bilde der Brücke auch bei größter Verkürzung der Stahlkonstruktion niemals eine Lücke zwischen dem Stahlgeländer und der steinernen Brüstung sichtbar werden kann. Um eine einwandfreie Stellung der Geländer zu erzielen, wurden die Holme und Riegel erst dann genau ausgerichtet und verschweißt, als die Fahrbahn



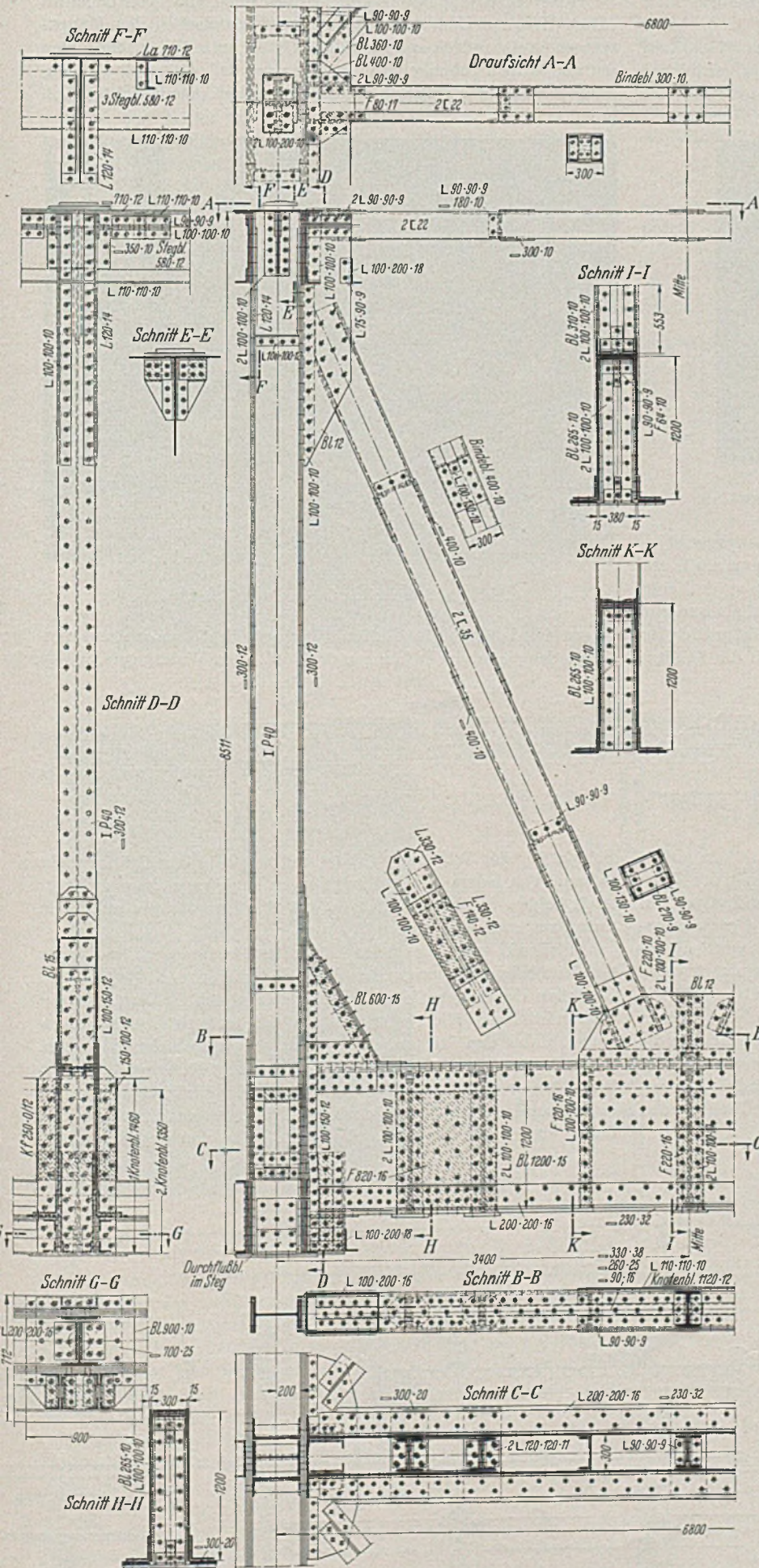


Abb. 28. Querrahmen.

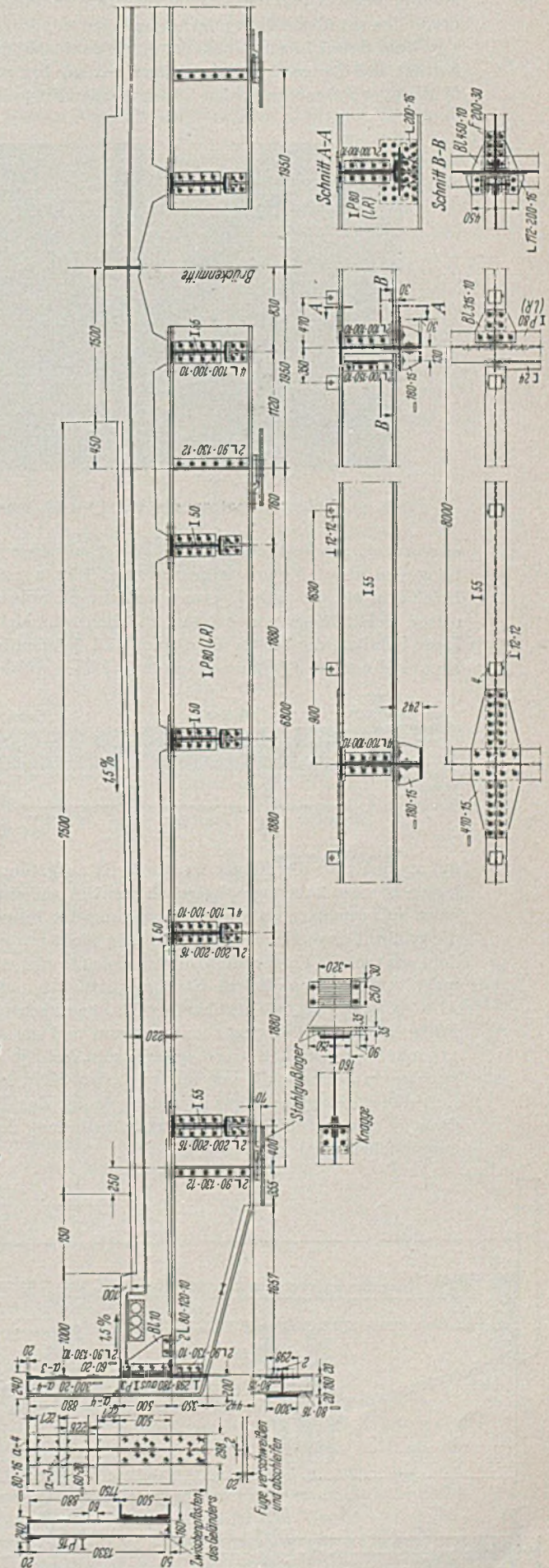


Abb. 31. Normaler Querträger mit Geländer. Längsträger und Längsträgerunterbrechung

aufgebracht war und die Brücke somit ihre endgültige Form unter der vollen ständigen Last angenommen hatte.

Vom festen Lager auf Pfeiler II bis zum südlichen Widerlager beträgt die Länge der Hauptträger 240 m, bis zum nördlichen Widerlager 176 m; an beiden Enden wurden Fingerkonstruktionen

Es wurden vier Besichtigungswagen eingebaut, von denen in jedem Überbau einer unter dem Obergurt zwischen den Hauptträgern läuft und einer unter dem Untergurt. Die Räder rollen auf den kurzen Schenkeln von  $L\ 100 \cdot 200 \cdot 18$ , die an den Innenseiten der Hauptträgergurte angeschlossen sind. Die Besichtigungs-

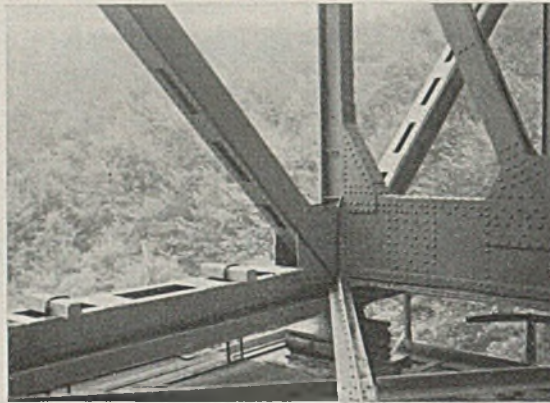


Abb. 29. Untergurtnotenpunkt mit Querrahmenanschluß.

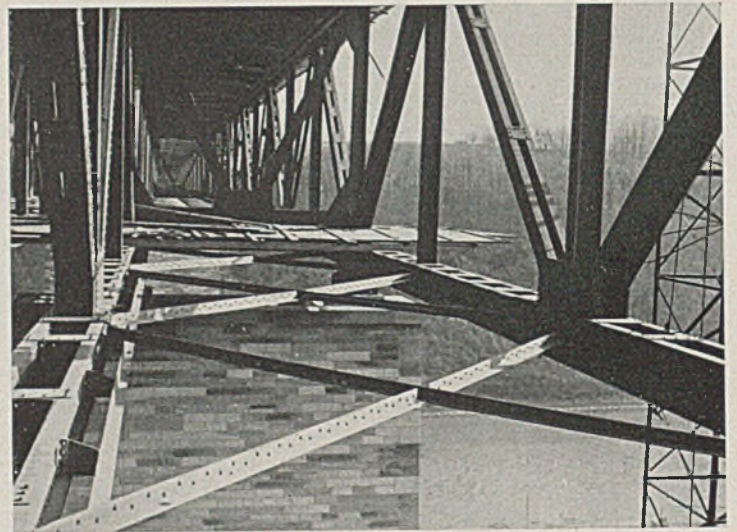


Abb. 30. Durchblick durch einen Überbau.

angeordnet. Am südlichen Widerlager ist mit einer Längsverschiebung von etwa  $\pm 130$  mm zu rechnen; hierzu kommt noch ein Spielraum für die Entwässerung und zur Sicherheit, so daß eine offene Schlitzlänge von 280 mm möglich ist. Mehr als 120 mm lange Schlitzte, die breiter als 25 mm sind, können bekanntlich für leichte Motorräder gefährlich werden. Daher wurden die Schlitzte

wagen werden mit Handkurbeln bewegt; im Ruhezustand verschwinden sie in vier Öffnungen des nördlichen Widerlagers, wo sie

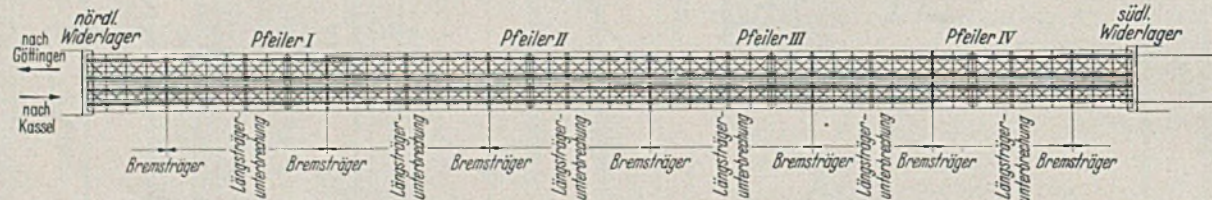


Abb. 32. Anordnung der Längsträgerunterbrechungen und der Bremssträger.

nur 25 mm und die Finger 22 mm breit ausgeführt. Von aufgelegten Blechen haben wir abgesehen, um Unebenheiten in der Fahrbahn zu vermeiden. Bei der Herstellung der Finger kam es auf die größte Genauigkeit an. Sie konnten nicht fertig gegossen werden, wie dickere Finger mit größeren Spielräumen, sie wurden vielmehr aus 100 mm dicken Stahlgußplatten herausgefräst. Aus Abb. 35 sieht man, wie gleichmäßig die Finger bearbeitet sind. Die Finger auf dem Widerlager sind 310 mm und die auf der Brücke 315 mm lang. Die Art ihrer Lagerung gibt Abb. 36 wieder. Da die Brücke ein Längsgefälle von nur 1:200 aufweist, konnte der Einfluß dieser geringen Neigung und derjenige der Endpfostenverdrehung durch eine Abflachung und Abrundung der Fingerenden ausgeglichen werden.

Schutz vor der Witterung finden und das Bild der Brücke nicht stören. Von jedem Besichtigungswagen kann man einen Ausleger nach beiden Seiten vorschieben, um die Hauptträger auch von außen zugänglich zu machen.

Pfeiler II trägt die festen Lager der Hauptträger; die Lager auf den übrigen Pfeilern und auf den Widerlagern sind Rollenlager. Zwischen den Lagern jedes Überbaues auf den Pfeilern und auf dem nördlichen Widerlager müssen die unteren Besichtigungswagen unter den Riegeln der Querrahmen durchfahren können. Alle diese Lager erhielten die für die Besichtigungswagen erforderliche Höhe von 895 mm. Die Fahrstrecke der Besichtigungswagen endet vor dem südlichen Widerlager. Die Lager auf diesem wurden daher nur in der baulich notwendigen Höhe von 625 mm ausge-

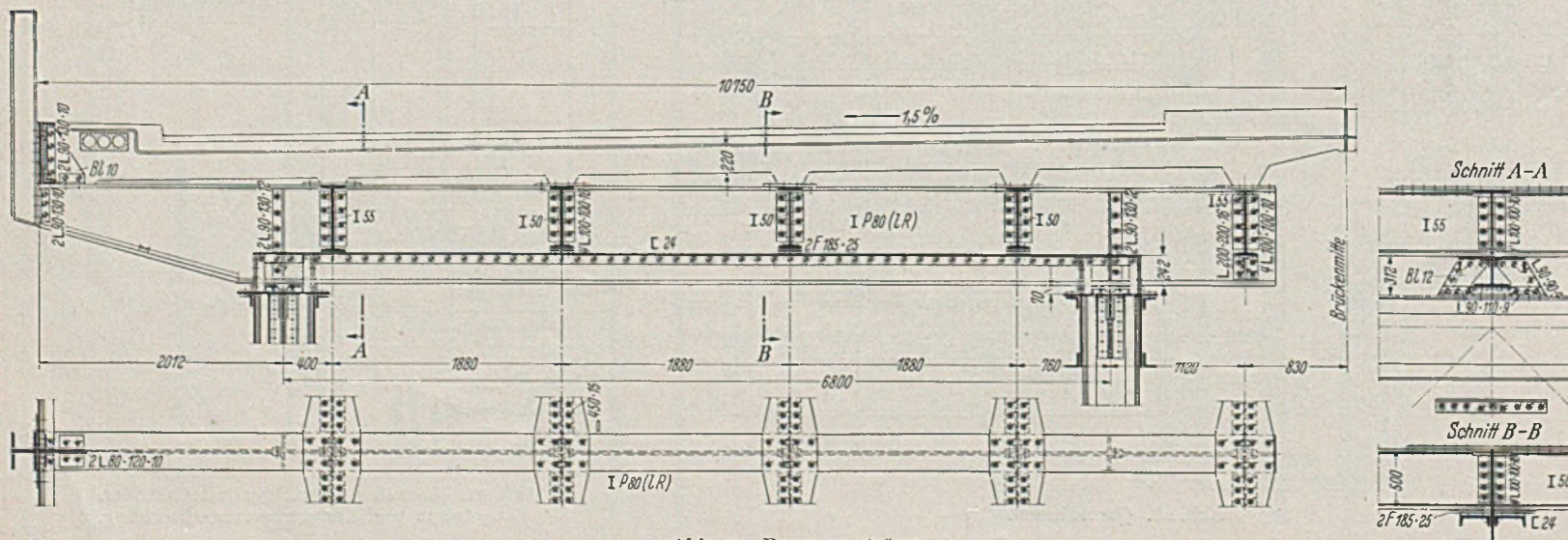


Abb. 33. Bremsquerträger.

führt. Die festen Lager sind Linienkipplager; die beweglichen Lager auf den Pfeilern besitzen vier Rollen, die auf den Widerlagern zwei Rollen. Für alle Rollen wählten wir des Aussehens wegen den gleichen Durchmesser von 300 mm. Die verschiedene Größe der Auflagerdrücke wurde bei der Bemessung der Rollenlänge berücksichtigt. Die Rollen auf dem nördlichen Widerlager sind 900 mm lang, die auf Pfeiler I 1300 mm, die auf Pfeiler III 1200 mm, die auf Pfeiler IV 1050 mm und die auf dem südlichen Widerlager 900 mm. An den Linienkippvorrichtungen, welche über den Rollen liegen, hat man seitliche Knaggen und an den Rollen Führungsrollen angeordnet, um die Seitenkräfte übertragen zu können. Die Einzelheiten der Lager sind aus Abb. 37 zu entnehmen, welche das feste und ein bewegliches Lager veranschaulicht.

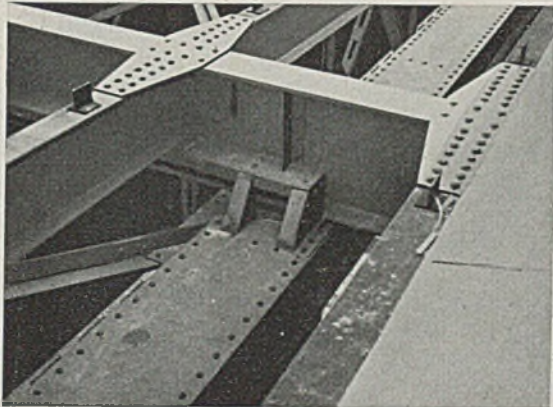


Abb. 34. Blick auf den Bremsträger.

wieder ein Stützpunkt erreicht wurde. Die einzelnen Bauzustände sind in Abb. 38 aufgezeichnet. An der Brückenspitze arbeitete auf jedem Überbau ein Derrick. Zur Längsförderung der Stahlteile auf der Brücke von der Aufzugstelle bis zu den Derricks dienten ein Portalkran und ein Fördergleis. Die Abb. 39, 40 und 41 geben Blicke auf die Brücke während des Zusammenbaues der Stahlkonstruktion.

Die Überhöhung der Überbauten beim Zusammenbau wurde so bemessen, daß die Überbauten unter der ständigen Last ihre rechnermäßige Form annehmen sollten. Die größte Überhöhung betrug in der Öffnung zwischen dem nördlichen Widerlager und

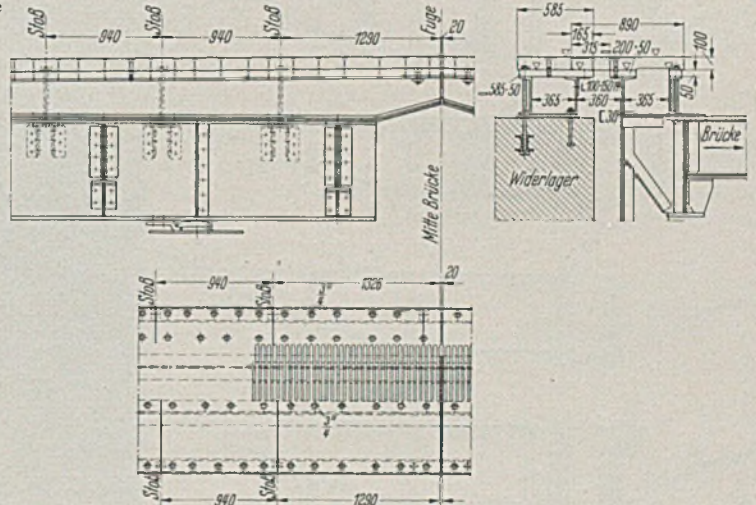


Abb. 36. Fingerkonstruktion.

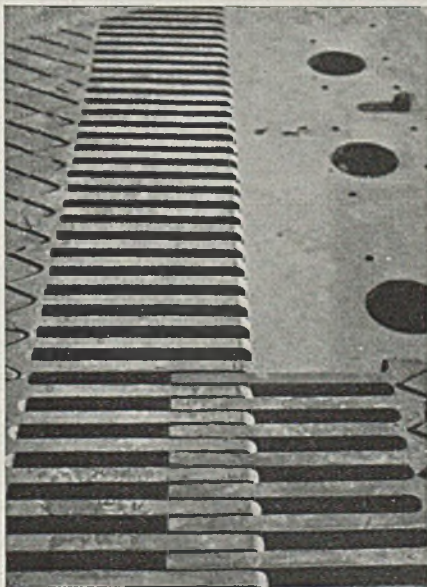


Abb. 35. Blick auf die Fingerkonstruktion.

Pfeiler I 101 mm, zwischen Pfeiler I und Pfeiler II 91 mm, zwischen diesem und Pfeiler III 117 mm, zwischen Pfeiler III und IV 52 mm und zwischen Pfeiler IV und dem südlichen Widerlager 58 mm. Die wirklichen Durchbiegungen waren wie gewöhnlich etwas geringer als die berechneten.

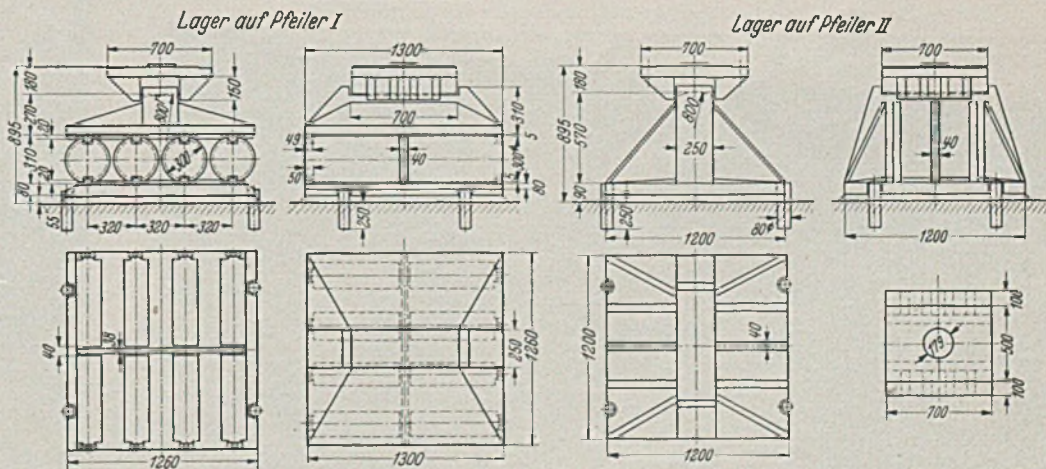


Abb. 37. Bewegliches Lager auf Pfeiler I und festes Lager auf Pfeiler II.

Für den Zusammenbau errichtete man zunächst stählerne Hilfsgerüste zwischen dem südlichen Widerlager und Pfeiler IV, sowie zwischen Pfeiler IV und Pfeiler III. Die Hilfsgerüste standen auf Betonsockeln und trugen eine Arbeitsbühne, auf welcher die Stahlteile zusammengesetzt werden konnten. Diese wurden z. T. gleich bei ihrer Ankunft auf die Brücke hinaufgezogen, zum anderen Teil neben dem Anschlußgleis zwischengelagert. Der Zusammenbau begann für beide Überbauten gleichzeitig am südlichen Widerlager und schritt zum nördlichen Widerlager vor. Sobald die Überbauten einer Öffnung abgenietet waren, brach man die Hilfsstützen ab und baute sie in der nächsten Öffnung wieder auf. Für die Hilfsstützen zwischen den Pfeilern I und II wurden in der Werra hölzerne Pfahljoche gerammt. Die Abstände zwischen den Brückenpfeilern und den Hilfsstützen waren so gewählt, daß nirgends mehr als 4 Hauptträgerfelder frei vorgebaut werden mußten, bis

Für die stählernen Überbauten wurden 2 213 t St 52, 1580 t St 37 und 120 t Stg 52 · 81 gebraucht.

#### Fahrbahntafel.

Die Fahrbahntafel ist eine 22 cm dicke Eisenbetonplatte, die quer zur Brückenachse gespannt ist und auf den 5 Längsträgern und dem Randträger aufliegt. Nach der Brückenmitte zu krägt die Platte um 0,83 m über den innersten Längsträger vor.

Gegen eine feste Verbindung der Eisenbetonplatte mit den stählernen Längsträgern hatten wir aus dem Grunde keine Bedenken, weil die Längsträger infolge ihrer Unterbrechungen und infolge der beweglichen Lagerung der Querträger den Formänderungen der Eisenbetonplatte weitgehend zu folgen vermögen. Die Verbindung wird durch T-Abschnitte hergestellt, welche auf die

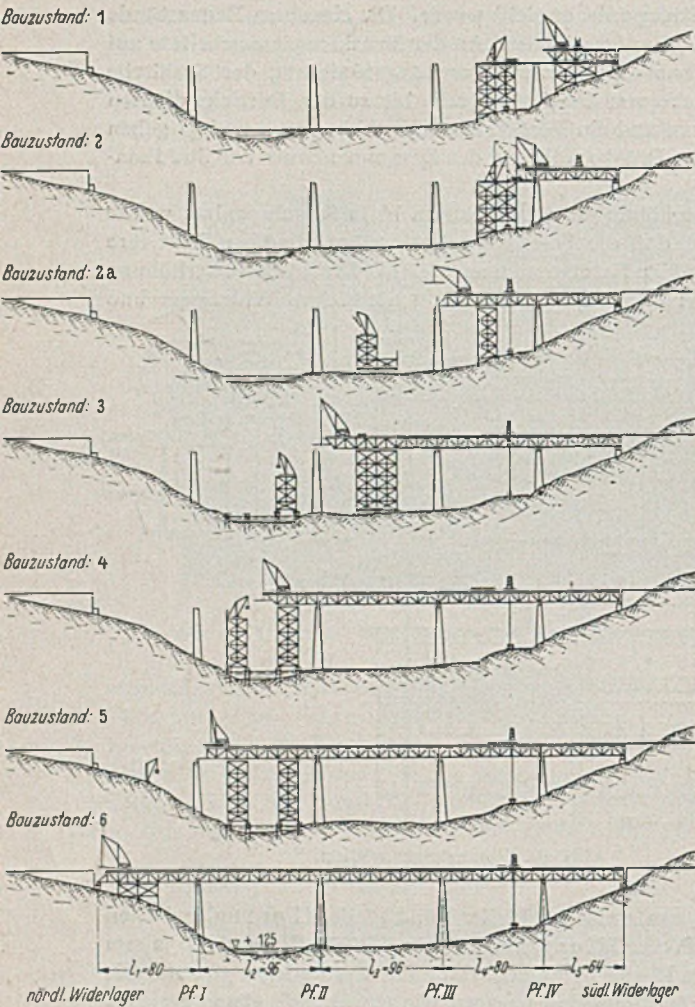


Abb. 38. Bauzustände.

zwischen ihren Auflagerpunkten sich durchbiegen werden. Über den Querträgern ist dagegen die Durchbiegung der Längsträger gleich null; die über den Querträgern liegenden äußeren Zonen der Fahrbahnplatte wurden daher als auf 6 starren Stützen aufliegend berechnet. Für das Zwischenstück der Platte zwischen den beiden berechneten Zonen hat man die Ergebnisse gemittelt. Die Bewehrung ist in den Abb. 42 und 43 dargestellt. Für 1 m<sup>3</sup> Beton der Fahrbahnplatte wurden 320 kg Portlandzement verwendet.

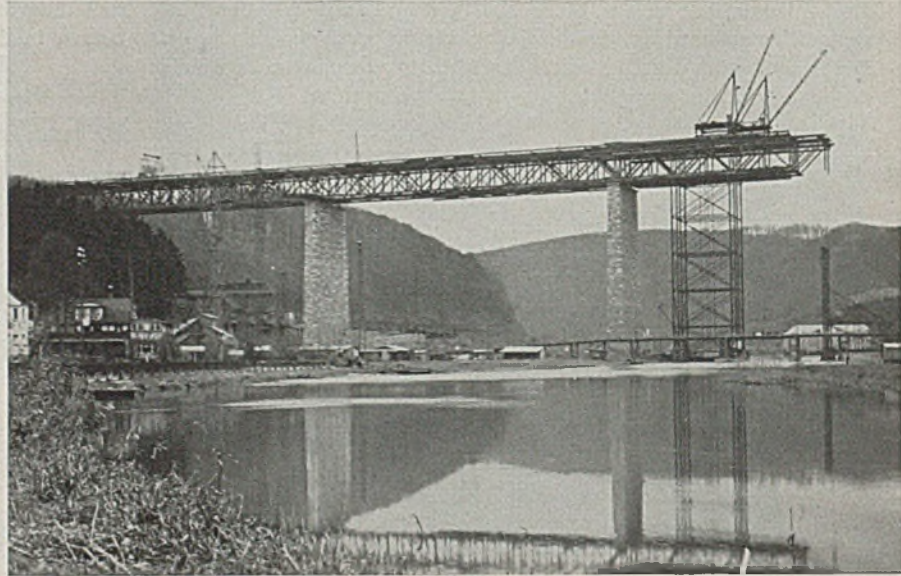


Abb. 40. Freier Vorbau.

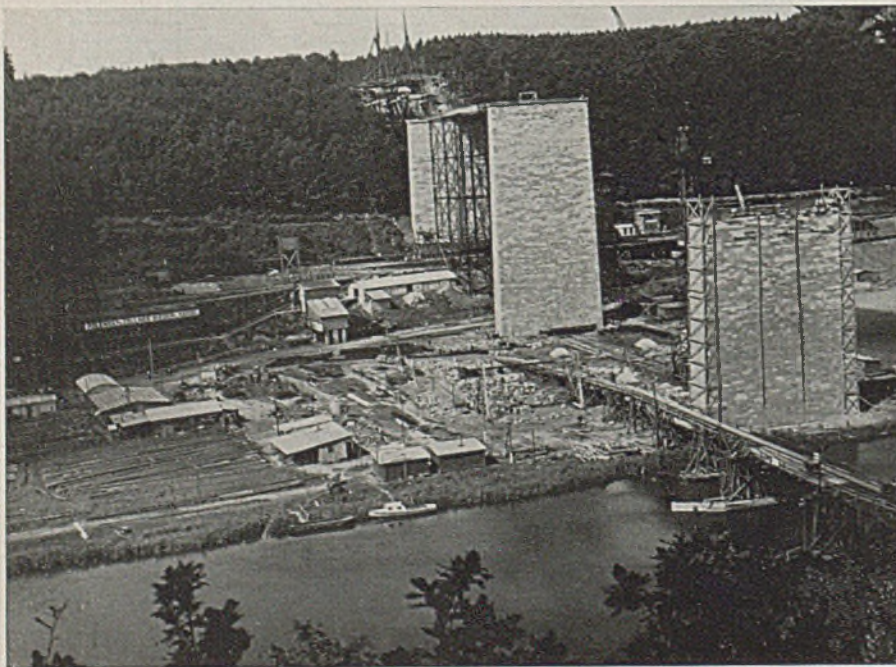


Abb. 39. Beginn des Zusammenbaues der Stahlkonstruktion und Bau des Pfeilers II.

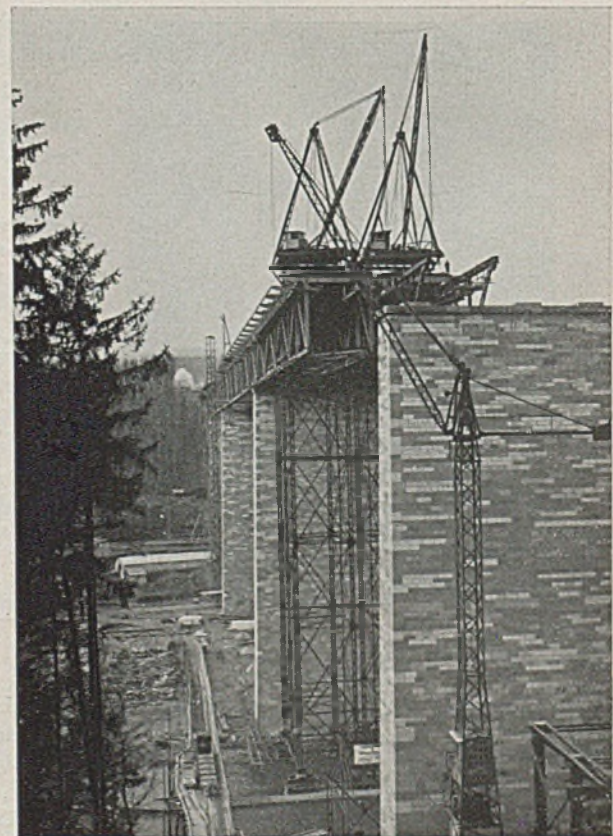


Abb. 41. Vorbau über der Werra.

Längsträger aufgeschweißt sind. Durch ein Loch im Steg des T greift ein Rundeisen.

Für die Berechnung hat man die Platte in Zonen eingeteilt. Die mittlere Zone eines 8 m langen Feldes, das von einem Querträger zum anderen reicht, wurde als durchlaufend auf 6 elastisch senkbaren Stützen berechnet, weil die Längsträger hier in der Mitte

Die Fahrbahn hat 1,5% Gefälle von der Mitte nach den Außen-seiten der Brücke. Diese Neigung ist durch eine verschieden hohe Aufständigung der Eisenbetonplatte auf den Längsträgern erreicht worden.

An den Stellen, wo die Längsträger unterbrochen sind, hat die Fahrbahntafel Bewegungsfugen, die mit gebogenen Streifen von



### DIE HELDERBACHTALBRÜCKE.

Von Ingenieur H. Schlüter, OBK Kassel.

Übersicht: Die Helderbachtalbrücke als interessantes Beispiel für die Benutzung elastischer Einspannung bei einem Großbauwerk. Die Vorentwürfe werden besprochen. Es folgen allgemeine Richtlinien für den Entwurf von großen Eisenbeton-Balkenbrücken. Die statische Gruppierung des Bauwerks für lotrechte und waagerechte Belastung wird gezeigt, der Bau der Endwiderlager und der Ausdehnungsfuge in Bauwerksmitte besprochen. Es folgt eine Beschreibung der Entwässerung, der Bauart von Fahrbahndecke und Dichtung, der Fahrbantragplatte mit den Querträgern, der Hauptträger und der mit Stahlschalung hergestellten Stützen.

Kurze Angaben über die Ergebnisse der Festigkeitsberechnungen, Bemessung, Bewehrung und Beanspruchungen. Bericht über die verwendeten Baustoffe, die Betonierung bei Frost, das Lehrgerüst und die Baukosten.

Südlich der Fuldastraße bei Guxhagen kreuzt die von Kassel nach Hersfeld führende Reichsautobahn das Quiller-Waldgebiet (Hessisches Bergland) und darin in km 60 der genannten Strecke das Helderbachtal, eine reizvolle Waldlandschaft, in welcher neben dem Bach eine vielfach gewundene Straße zur Verbindung der Orte Gensungen und Melgershausen verläuft (Lageplan Abb. 1). Die

keine engen Grenzen gezogen. Die bewaldeten ziemlich steilen Hänge, die Schmalheit von Straße und Bachbett stellten für die bauliche Gruppierung des Bauwerks keine besonderen Forderungen. Der Baugrund ermöglichte auch die Wahl statisch unbestimmter Bauformen, denn es wurden durch Schürfungen und Bohrungen im Tal und auf den Hängen schon von 1 m Tiefe ab Sandstein- und Lettenschichten in Wechsellagerung und in 3 m Tiefe bereits Felsbildungen vorgefunden. So bestand zunächst keine Beschränkung auf eine bestimmte Bauform und es wurden die verschiedensten Lösungen in Betracht gezogen, ein Gewölbeviadukt mit bruchsteinverkleideten Gewölben von 18 m Spannweite, eine stählerne Balkenbrücke auf Betonpfeilern, auch mit Natursteinverkleidung, und ein großer Eisenbetonbogen, bis die Wahl schließlich auf eine leichte Eisenbetonbalkenbrücke von 20 m Feldweite bei einer Schrägstellung sämtlicher Stützpunkte unter dem Winkel von 60° zur Brückenachse fiel, die sich sowohl der geologischen Schichtung des Tales wie dem Straßenverlauf zunächst am besten anpaßte und gleiche Höhenlage der Pfeiler und Widerlager nach der Brückenbreite ermöglichte. Im Lageplan (Abb. 1) ist gleich die später gewählte rechtwinklige Stellung der Pfeiler eingetragen. Es war eine für den Eisenbeton geeignete Aufgabe, auch in wirtschaftlicher Beziehung. In dem Verhältnis aber von Spannweite und Höhe war mit der vorgesehenen Feldweite für dieses Bauwerk ein Bild geschaffen, welches von der sonst gewohnten gestreckten Brückenform wesentlich abweicht, sich aber deswegen nicht minder rechtfertigt. Die Schmalheit des Tales, die dichte Bewaldung der Hänge, die durch eine der mittleren Öffnungen gegebene vollständige Befriedigung der Verkehrs- und Sichtverhältnisse vereinigten sich hier mit dem alten Gesetz der Statik, vorhandene Stützmöglichkeiten weitgehendst zu benutzen, wenn keine außergewöhnlichen Gründungsverfahren erforderlich sind, wie das hier der Fall war und der Baustoff auch eine leichte Stützung ermöglicht. Das Bauwerk hat damit von vornherein in Abweichung von den schweren Brückenformen den Charakter eines leichten, über die Baumkronen hinwegleitenden Brückensteiges erhalten, und es kam für die endliche Gestaltung nur darauf an, diesen Charakter auch in der ganzen Formgebung zu wahren, um aus Gegebenheit und Zweckmäßigkeit ein schönes Bauwerk zu schaffen. Daß dies gelungen ist, dürften die Aufnahmen (Abb. 3 u. 4) erweisen, welche die fertige erste Hälfte (Kasseler Seite) und die zweite Hälfte in der Einrüstung zeigen.

Das Bauwerk hat durch die bedingungsgemäß vorgeschriebene und auch eigenartig durchgeführte Stützung einen besonderen Ausdruck bekommen und war dadurch von vornherein auch zu einem typischen Beispiel für die Benutzung elastischer Einspannung bestimmt. Als solches nimmt es unter den in den letzten Jahren für die Reichsautobahn entstandenen größeren Eisenbetonbrücken eine besondere Stelle ein. Es soll deshalb nachfolgend mit Erörterung der aus dem Wettbewerb hervorgegangenen Lösungen beschrieben werden. Auf die Einzelheiten soll so weit eingegangen werden, wie es dem Konstrukteur zum Vergleich mit anderen Gegebenheiten von Wert erscheint und dem System nach neue Gesichtspunkte enthalten sind. Dasselbe trifft für die Festigkeitsberechnung zu, über welche kurz nach den angewandten Grundlinien berichtet wird, mit näherem Eingehen auf die Berechnung der Windsteifigkeit der Stützen, in welcher die ganze Sicherheit des Bauwerks ruht.

Wenn man die vorliegenden Aufgabe als gut gelöst bezeichnen kann, dann entfällt die an sich berechnete Frage, warum keine Bogenlösung größerer Spannweite gewählt wurde, von selbst. Bei größerer Taltiefe oder auch größeren Raumsprüchen unter der Brücke wäre sie von selbst das Gegebene geblieben. Die trapezförmige Abflachung der Talsohle, die Möglichkeit dort überall zu gründen und auch die Rüstung mehrmals zu verwenden, hat zu der gleichförmigen einfachen Balkenbrücke geführt und mit dieser zu neuen konstruktiven Ausdrucksformen, über die hier berichtet werden soll.

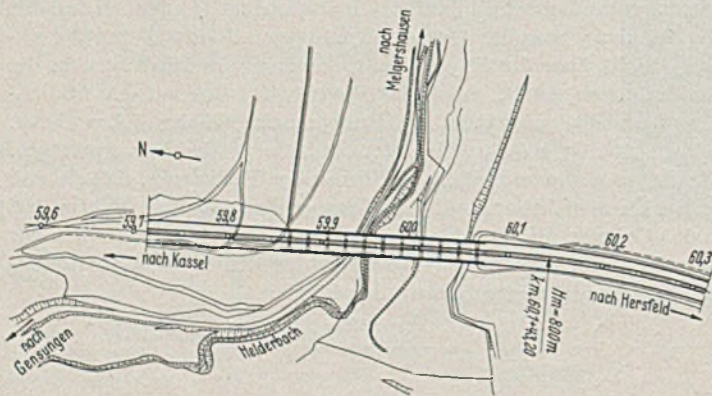


Abb. 1. Lageplan.

Örtlichkeit forderte für die Ausführung dieser Talüberquerung, da auch der nächstliegende Ort Melgershausen noch zu weit entfernt liegt, keinerlei bauliche Rücksichtnahme, als höchstens die, das Naturbild möglichst ungestört zu erhalten. Bei der Überkreuzungshöhe bis zu 30 m erschienen auch in wirtschaftlicher Hinsicht die Bedingungen für ein Brückenbauwerk gegeben (Höhenplan Abb. 2).

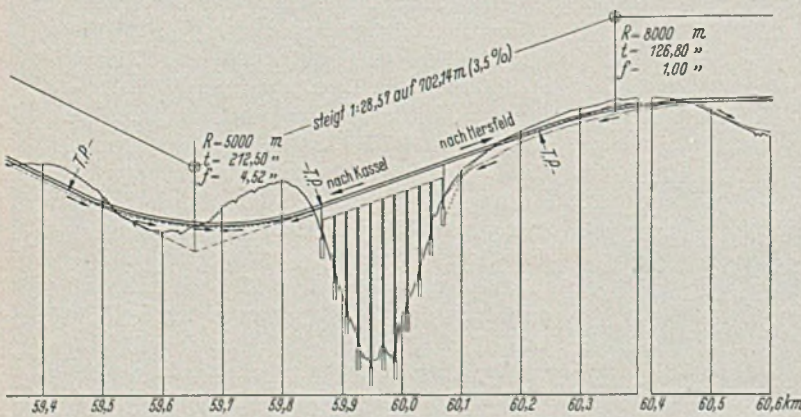


Abb. 2. Höhenplan.

Die Kosten eines Dammes hätten, wie das jetzt auch durch die wirklich entstandenen Baukosten erwiesen ist, den Bauwerkskosten nicht nachgestanden, und es wären noch die Kosten für die sehr lange und häßliche tunnelmäßige Unterführung des Weges und Baches hinzugekommen, so daß sich die Kosten nahezu verdoppelt hätten. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, wird das Tal schräg überquert und gemäß dem Höhenplan (Abb. 2) war eine Brückenlänge von 200 m zwischen den Widerlagern mit einer nach Süden gerichteten Steigung von 3,5% gegeben. Für die Stützung der Brücke waren



Über die Auswahl und Weiterbehandlung des Entwurfes in allen Einzelheiten hat die RAB-Direktion in Berlin unter Hinzuziehung ihres architektonischen Begutachters Herrn Prof. Bonatz entschieden.

Entwurfes und Kostenangebotes auf der oben angegebenen Grundlage aufgefordert. Das Ergebnis zeigte die verschiedensten Lösungen von Durchlaufträgern auf Pendelstützen und festen Stützen sowie verschiedene Formen von Gerberträgern. Der zur

Ausführung ausgewählte Entwurf ist ein Durchlaufträger auf elastisch eingespannten Stützen, ein durch seine Leichtigkeit und Gliederungsfeinheit sich auszeichnendes Bauwerk mit dem geringsten Aufwand an Fugen und Gelenken, welches sich durch seine Einfachheit von selbst in die Reihe der schönen Bauwerke einliedert. Der Entwurfsverfasser hat dabei nicht vor der Schwierigkeit der mit der Gelenklosigkeit gesteigerten statischen Unbestimmtheit zurückgeschreckt und in

der Leichtigkeit und Elastizität den Ausgleich für die sonst so unangenehmen Auswirkungen der Schwind- und Temperatureinflüsse gefunden.

Den Statiker wird es interessieren, die verschiedenen Lösungen kennenzulernen, die die einzelnen Firmen auf der oben näher gekennzeichneten Grundlage einer Feldereinteilung von 20 m, einer Schräglage der Pfeiler unter  $60^\circ$  und, wie noch zu ergänzen ist, der Forderung gefunden haben, daß die Stützen aus je vierschlängen Säulen (Rundsäulen wegen der Schräglage) bestehen sollten. Daß später von der Schrägstellung der Stützen wieder abgegangen ist, ändert nichts an dem Grundsätzlichen der Lösungen, bis auf die vierte Gruppe, deren Konstrukteure eine Drehbarkeit der Pfeiler wegen der Schräglage für unmöglich angesehen haben und daher zu den festen Pfeilern gelangt sind. Für die Ausführung wurde von der Schrägstellung der Pfeiler und damit auch von der Verwendung von Rundsäulen abgesehen, nachdem an einem Modell im Maßstabe 1 : 50 zu erkennen war, daß selbst Unterschiede von 4 und 5 m für die Stützhöhen keineswegs ein nachteiliges

Brückenbild ergeben, während naturgemäß sich die Fahrbahngestaltung bei der rechteckigen Lage wesentlich vereinfachte.

Man kann die nachfolgend als Auswahl von 11 Entwürfen näher gekennzeichneten sieben Lösungen zunächst nach der Art des gewählten Tragwerkes in vier Gruppen einteilen:

1. Gruppe: Reine Pendelstützen mit Durchlaufträgern.
2. Gruppe: Elastische Pendelstützen mit Durchlaufträgern.
3. Gruppe: Rahmentragwerke mit Gerberträgern.
4. Gruppe: Feste Pfeiler mit Durchlaufträgern auf beweglichen Lagern.

In der Zusammenstellung sind die verschiedenen Lösungen in jeder Gruppe kenntlich gemacht mit



Abb. 3. Ansicht von der Südostseite. — Links das Hersfelder Widerlager und die südliche Brückenhälfte noch in der Einrüstung. Rechts die fertige Kasseler Hälfte.

Phot.: Wayss und Freytag, Frankfurt a. M.

#### Entwurfsausschreibung, Ergebnisse und Beurteilung.

Um den Berufenen Gelegenheit zu geben, ihre Kräfte einzusetzen, wurden nach den ersten in der O.B.K. Kassel angefertigten Vorentwürfen mehrere namhafte Firmen zur Abgabe eines



Abb. 4. Ansicht von der Südwestseite. — Kasseler Widerlager mit anschließender fertiger Nordhälfte. Für den Maßstab: Mann auf der Rüstung rechts.

Phot.: Wayss und Freytag, Frankfurt a. M.

Schnitt B-B

Schnitt A-A

Schnitt C-C

Schnitt D-D

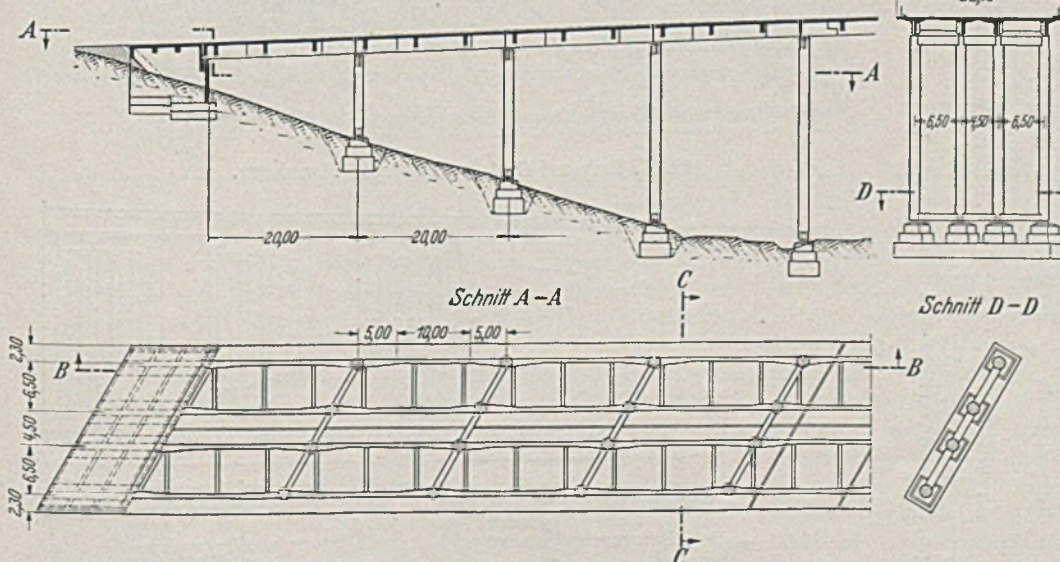


Abb. 5. Entwurf der Beton- und Monierbau, Kassel.

Zusammenstellung.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Lfd. Nr.	Firma	Hauptträger mit Abstand	Höhe in m	Stützensystem	Ø in m	Systemskizzen	Fahr- bahn	Kopf- rahmen der Stützen	Kopfrahmenlage	Stahlguß- lager Stück.	Bemerkung	
1. Gruppe												
1	Hamann	2 x 2 mit 5,80 m	2,00	Reines Pendel oben und unten Gelenk	1,20		durchgehend	durchgehend	unterhalb der Haupttr. stark hervortretend (Steifrahmen)	12 dazu 72 Betongelenke		
2	Monierbau	2 x 2 mit 6,50 m	2,10	Reines Pendel oben und unten Gelenk	1,25		getrennt	durchgehend	unterhalb der Haupttr. kleine Verstärker	88		
2. Gruppe												
3	Wayss u. Freytag	2 x 2 mit 6,00 m	2,00	Elastische Pendel oben u. unt. eingespannt	1,05		durchgehend	durchgehend	zwischen den Hauptträgern	16		
4	Dyckerhoff u. Widmann	2 x 2 mit 4,50 m	2,25	Elastische Pendel oben Gelenk, unten eingespannt	1,55		getrennt	durchgehend	unterhalb stark vortretend	15, dann 8 Schieber 84, 97 u. 30 tiefe, 2 mm	Stützen stehen nicht unter den Trägern	
3. Gruppe												
5	Siemens Bauunion	2 x 2 mit 7,40 m	2,00	Eingesp. Rahmentragwerke mit eingeschalteten Gerberträgern	1,80		durchgehend	durchgehend	zwischen den Hauptträgern	32		
6	Grün u. Bilfinger	2 x 2 mit 5,45 m	2,20	Vollständ. Gerberträger auf unten u. oben eingespannten Stützen	1,50		durchgehend	durchgehend	unterhalb d. Hauptträger vortretend	44		
4. Gruppe												
7	Christoph u. Unmack	2 x 3 mit 3,80 m	2,00	feste Portale 4stielig	2,0/2,0		getrennt	durchgehend		78	Stützen stehen nicht unter den Trägern	

Hinzufügung der Hauptträgerabstände, deren Bauhöhe, der Stärke der Stützen, der Fahrbahn- und der Kopfrahmenanordnung u. a.

Gruppe 1: Die reinen Pendelstützen mit Kopf- und Fußgelenk. Die Stützen sind am Kopf und Fuß durch Verstärkungsträger vollrahmenmäßig verbunden. Die Trennung von Fahrbahn und Stützung wird hervorgehoben. Der Ausdehnungslänge von 200 m entsprechend wird bei Festhaltung der Endpunkte in der Mitte eine Bewegungsfuge oder ein Koppelträger eingeschaltet. Abb. 5 gibt als Beispiel für diese Lösung den Entwurf der Beton- und Monierbau, Kassel.

Gruppe 2, der elastische Pendel bringt eine Lösung mit hochelastischen Pendelstützen, wobei die Stützen am Kopf unmittelbar in den Hauptträgern, am Fuß in den Grundmauern eingespannt sind und der Kopfquerrahmen in die Ebene der Hauptträger fällt. Es ist der zur Ausführung gebrachte Entwurf der Fa. Wayss und Freytag (Abb. 10). Die andere Lösung dieser Gruppe bringt Stützen, die nur in den Grundmauern eingespannt sind und am Kopf die gleiche Ausbildung wie bei den reinen Pendelstützen erhalten haben.

Bei der ersten zur Ausführung gekommenen Lösung wird der Ausdehnung durch einen Koppelträger in der Mitte bei festen Endpunkten Rechnung getragen. Im zweiten Falle werden für denselben Zweck etwa in den Drittelpunkten der Brückenlänge in der Nähe der Stützen bewegliche Lager eingelegt bei ebenfalls

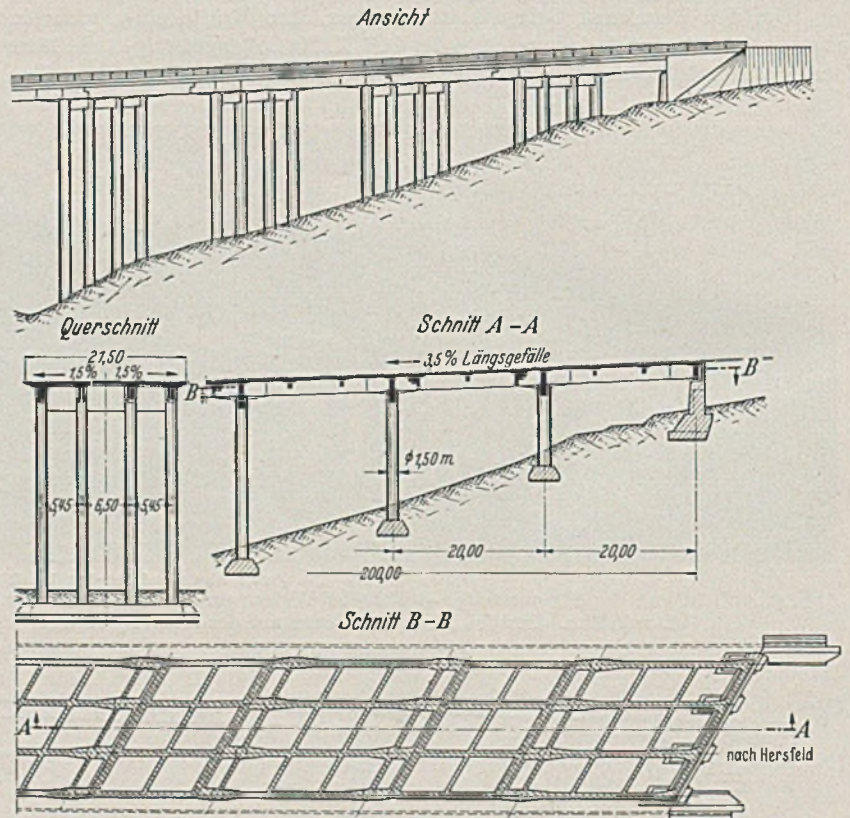


Abb. 8. Entwurf Grün u. Bilfinger, Mannheim.

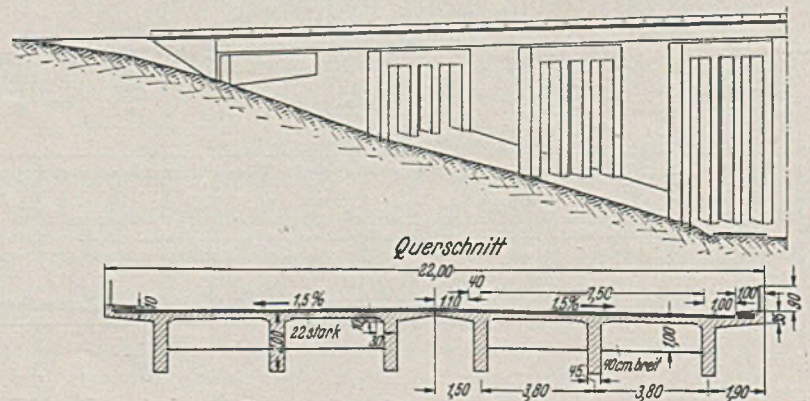


Abb. 9. Entwurf Christoph u. Unmack, Berlin.

festen Endstützen (Abb. 6, Entwurf der Firma Dyckerhoff und Widmann).

Gruppe 3, Rahmentragwerke mit Gerberträgern, enthält in dem einen Fall drei, in dem anderen vier Koppelträger und ein Zwischengelenk bei festen Endpunkten. Hauptträger und Kopfquerträger liegen in einer Ebene. Im ersten Fall (Abb. 7, Entwurf

Die Lösung der Gruppe 4 verneint überhaupt die Möglichkeit einer Zusammenarbeit von Stütze und Überbau und kommt zu starrer Stützung mit gewöhnlichen Durchlaufträgern. Alle Lösungen bringen mehr oder weniger eine Auflockerung des Zusammenhangs, um den Dehnungen den nötigen Spielraum zu geben und eine Drehung der Pfeiler zu ermöglichen.

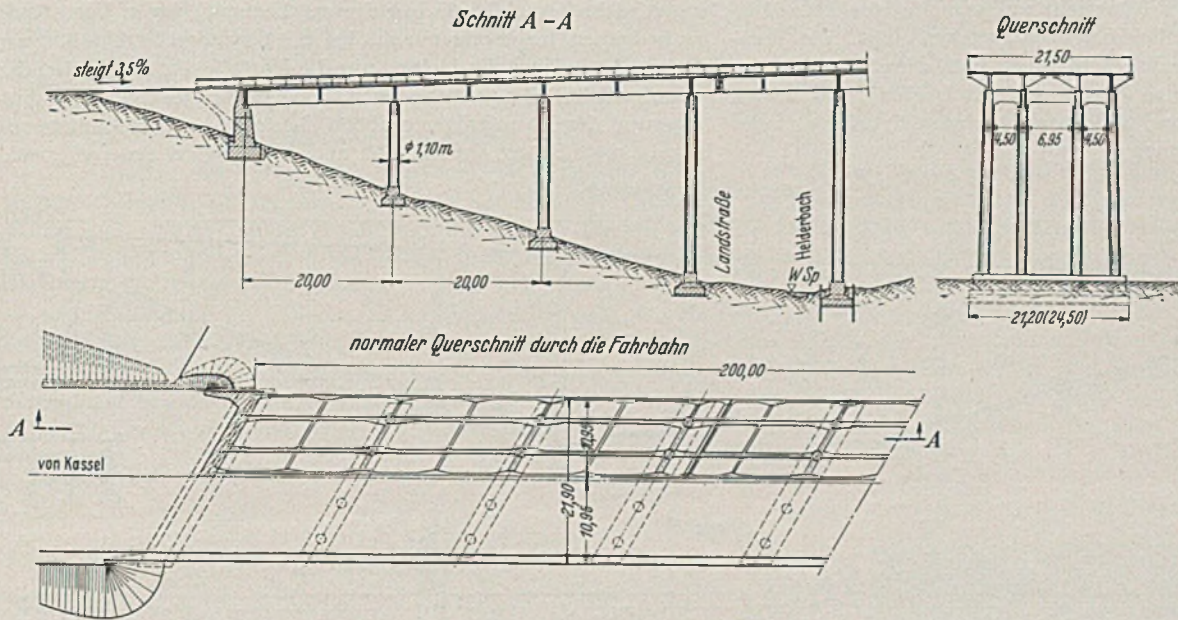


Abb. 6. Entwurf Dyckerhoff u. Widmann, Wiesbaden-Biebrich.

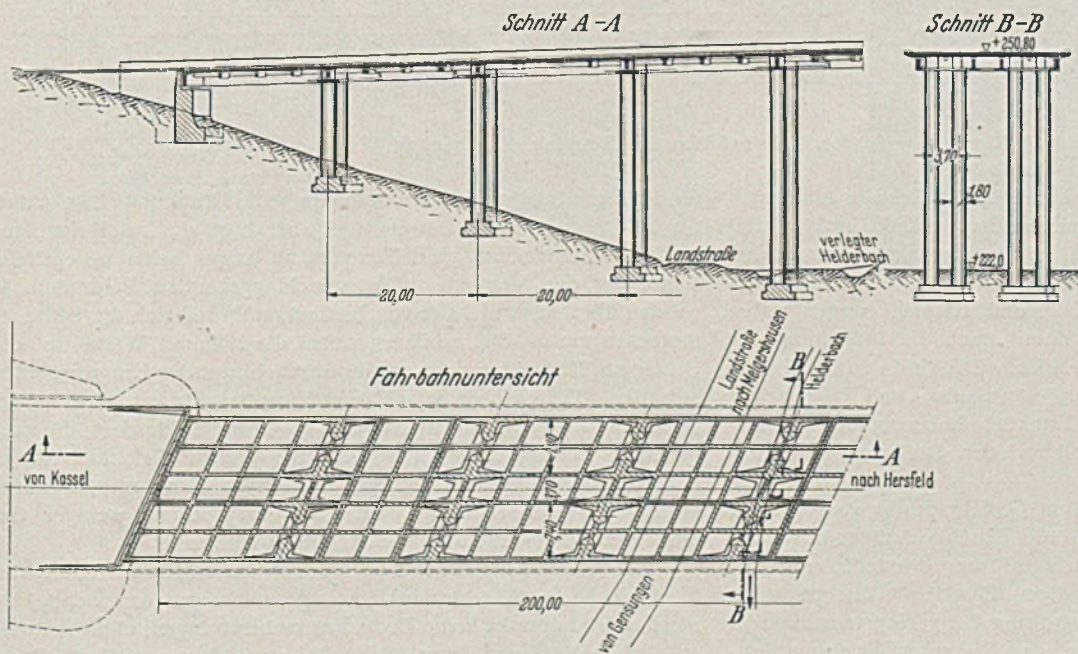


Abb. 7. Entwurf Siemens-Bauunion, Berlin.

der Siemens-Bau-Union) haben Hauptträger und Stützen eine verschiedene Einteilung. Im zweiten Fall (Abb. 8, Entwurf von Grün und Bilfinger A.-G.) sind die Kopfrahmen so hoch gemacht, daß sie weit unter den Hauptträgern hervortreten.

In allen genannten Fällen ermöglichen die als fest bezeichneten Endpunkte freie Drehbarkeit der Endöffnungen in der lotrechten Tragebene.

In Gruppe 4 werden regelrechte Durchlaufträger auf festen undrehbaren Stützen mit Einschaltung von zwei eingehängten Trägern vorgeschlagen. Die Stützen sind schwere vierstielige Portale (Abb. 9, Entwurf von Christoph und Unmack).

Die Entwürfe lassen das Bemühen erkennen, den gegebenen Bedingungen zu entsprechen. Die Lösungen der Gruppe 1 suchen die durch die Schräglage der Pfeiler für die Ausdehnung und Bewegung der langen Brücke bestehende Schwierigkeit durch restlose Gelenkigkeit zu überwinden.

Bevor weiter zusammenfassend auf den ausgewählten Vorschlag eingegangen wird, sind die Entwürfe noch nach einer anderen Richtung hin zu beleuchten, nach der Behandlung der Frage der Fahrbahntrennung. Reihen 9 und 10 der Zusammenstellung zeigen die Behandlung dieser Frage bei den einzelnen Entwürfen. Bei der Höhe der Stützen bot die totale rahmenmäßige Zusammenfassung jeder Stützenreihe, wie sie von allen Entwürfen gehandhabt worden ist, das naheliegende

Mittel, der hochgestellten Brücke die erforderliche Quersteifigkeit zu geben. Die Kopfrahmen lagen bei den Gelenkstützen unterhalb, bei den festgeschlossenen Stützen innerhalb der Hauptträger. Die Frage einer Trennung der Stützen, etwa in der Weise, daß der Mittelrahmen herausgelassen oder durch einen gelenkig angeschlossenen Stab ersetzt wird, dürfte weniger der Willkürlichkeit unterliegen, sobald einmal für die Fahrbahnen die Entscheidung getroffen ist. Besteht ein Anlaß, die Fahrbahnen zu trennen, so kann man auch die Stützung trennen, braucht es aber nicht zu tun, es sei denn, die Trennung der Fahrbahnen ist mit Rücksicht auf verschiedenartigen Baugrund erfolgt. Hat man sich aber entschlossen, eine durchgehende Fahr-

bahn zu machen, dann besteht auch kein Grund die Stützung zu trennen.

Im vorliegenden Fall wurde die Stützung bei allen Entwürfen durchgehend konstruiert. Die Trennung der beiden Fahrbahnen kann statische und praktische Gründe haben. Praktischer Grund ist eine bessere Arbeitsteilung beim Betonieren und mehrmalige Benutzung der Rüstung. Die statischen Gründe stehen in Beziehung zum gewählten System. Gerberträger bedingen schon wegen der Notwendigkeit, die Koppelträger über die ganze Breite auszuführen, also nicht zu viel Beweglichkeit zu schaffen, durchgehende Fahrbahnen und ermöglichen damit nur Arbeitsteilungen in der Länge. Bei allen übrigen Lösungen kann man nicht von einem Zwang in der einen oder anderen Richtung reden. Die Verwendung der Brückentafel als Horizontalträger zwischen den Widerlagern scheidet im vorliegenden Falle aus. Es sind daher beide Ausführungsarten möglich und daher nur praktische Gründe

für die eine oder andere Ausführungsart bestimmend. Sowohl Gruppe 1 wie Gruppe 2 bringen denn auch beide Ausführungsarten, während Gruppe 4 nur getrennte Fahrbahnen enthält. Nur im letzteren Fall liegt wohl auch eine gewisse Notwendigkeit vor, die Fahrbahnen zu trennen, weil die Beweglichkeit gegenüber der bestehenden Schiefe nur im Überbau selbst liegt. Eine Notwendigkeit, die Fahrbahnen mit Rücksicht auf verschiedene Durchbiegung zu trennen, besteht bei so großen Brücken nicht. Die Trennung der Fahrbahnen wurde bis auf einen Fall, der eine 1 m breite Koppelplatte auf die ganze Länge vorsieht (Abb. 6), durch eine Längsfuge in Brückenachse, also durch Aneinanderstoßung zweier Konsolplatten vorgenommen.

und das war hier bei den hohen Stützen der Fall. Es ist bezeichnend, daß in der Entwicklungszeit des Eisenbetons fast kein Gebrauch von Gelenken gemacht wurde. Wie auch das Gelenk an sich ausgebildet wird, in jedem Fall erfordert die Krafteintragung in die Gelenkfuge eine kunstgerechte Anordnung der Eisenbewehrung zur Überleitung der aus der Konstruktion stammenden Auflagerdrücke. Auch sind die Schutzmaßnahmen gegen Verrostung zu bedenken, insbesondere auch bei tief liegenden Stahlgußlagern. Im vorliegenden Falle bleiben nur die Vorteile der durchgehenden unaufgelösten Bauweise bestehen. Gegenüber frei drehbarer Auflagerung der Hauptträger erhöhen sich nur die Stützenmomente für die erste Stütze am Endfeld, und zwar nur um etwa 3%, wäh-

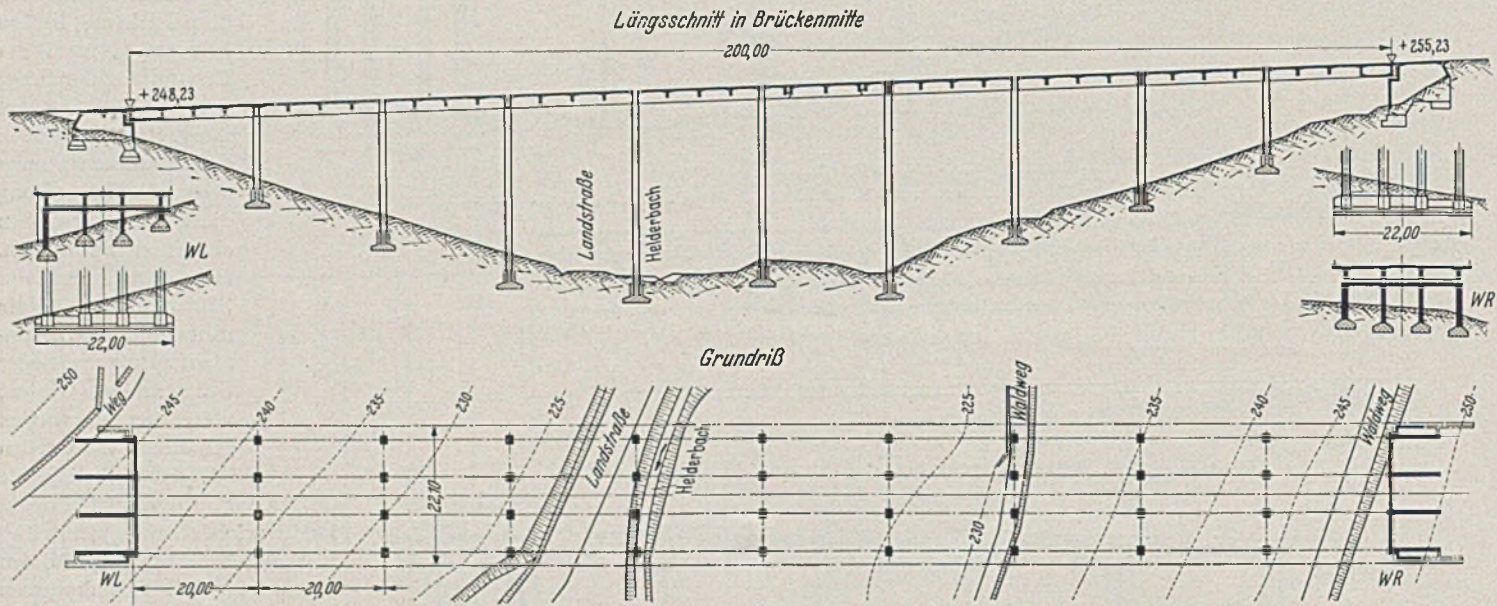


Abb. 10. Ausgeführter Entwurf Wayss u. Freytag, Frankfurt/M.

Für die Entscheidung war aber auch schließlich die äußere Erscheinung des Bauwerks mitbestimmend. Es ist klar, daß für diese, da man das Bauwerk vom Talwege aus zunächst in den hohen Säulenstellungen erlebt, gleicher Säulenabstand in den einzelnen Jochen der Übersichtlichkeit und Klarheit wegen unbedingt vorzuziehen war, und daß damit auch die Einteilung der Hauptträger gegeben war. Nur zwei Entwürfe sind denn auch von der Forderung der Übereinstimmung von Säulen- und Trägerachse abgewichen. Aber auch nur zwei Entwürfe haben beides zugleich erfüllt: Gleiche Säulenteilung und mit den Säulen übereinstimmende Lage der Hauptträger.

Indem im allgemeinen von dem Gesichtspunkt ausgegangen werden kann, daß an und für sich ein Durchlaufträger mit möglichst wenig Fugen die beste Fahrbahnlösung darstellt, erscheint neben dem Vorzug einer vollständigen Elastizität der gesamten Konstruktion und einfachster Gestaltung bei geringstem Massenaufwand — zwei Gesichtspunkten, deren innere Beziehung feststehen dürfte — der Entwurf aus Gruppe 2 mit den elastisch eingespannten Pendelstützen angeboten — von Wayss und Freytag, Frankfurt/M. — als der vorzüglichste (Abb. 10). Er enthält gleiche Stützen- und Hauptträgerteilung, durchgehende Fahrbahn und nur zwei Querfugen außer den Auflagern, beim Koppelträger in der Mitte. Die Stützen sind oben und unten elastisch drehbar eingespannt, am Kopf unmittelbar in den Kreuzungspunkten der Hauptträger und Kopfquerrahmen. So sehr darauf Bedacht zu nehmen ist, daß die Schwind- und Temperatureinflüsse sich im Bauwerk ohne Störung auswirken können, so sehr wird dem Wesen des Eisenbetons durch Einschaltung zahlreicher Gelenke Abbruch getan, wenn für ihre Vermeidung die Bedingungen gegeben sind,

rend für alle übrigen Stützenmomente keine Erhöhung eintritt und die Feldmomente sich um etwa 5% herabsetzen. Auch der Einfluß von Schwindung und Temperatur bringt keine wesentliche Erhöhung der Momente. Die ausschlaggebenden Feldmomente werden überhaupt nicht davon berührt, während sich die Stützenmomente um 4—8% erhöhen, wobei die höheren Werte auf die Stütze am Endfeld und die zweite Stütze hinter der Kragarmstütze entfallen. Bei gleicher Anzahl von Hauptträgern und Stützen (4) haben die Lösungen nach Gruppe 1 88 Gelenke, die ausgewählte Lösung zufolge des Wegfalles von 72 Gelenken für 36 Stützen nur 16. Die Gerberträger erforderten, da sie mit fest angeschlossenen Stützen ausgeführt sind, entsprechend weniger Gelenke (32+44, siehe Zusammenstellung Reihe 12).

Bei diesem Entwurf war auch konstruktiv die Umstellung der Säulenjoche in die rechtwinklige Lage, nachdem vom architektonischen Standpunkt keine Bedenken mehr vorlagen, ohne weiteres möglich. Die Umstellung führte bei der gebotenen Festhaltung waagerechter, unabgestufter Lage der Fundamente zu einseitig tiefen Einschnitten in das Erdreich (Abb. 10) und daher für die eingespannten Stützen statisch zu keiner Veränderung als der, daß einzelne Stützen tiefer (5—6 m) in das Erdreich hineinreichten als die anderen. Bei den Gelenkstützen wäre aber durch die Umstellung die für die Gelenke und die Versteifungsbalken vorauszusetzende gleich hohe Lage über dem Erdreich verloren gegangen. Durch die gebotene Verlegung der Säulenfußpunkte und Gelenke in das Erdreich wie bei den eingespannten Stützen wäre die Gelenkwirkung z. T. aufgehoben und die Frage nach besonderen Schutzmaßnahmen für die Gelenke aufgerollt worden.

(Fortsetzung folgt.)

## DIE SÖHREBAHNUNTERFÜHRUNG BEI OCHSHAUSEN.

Von Dipl.-Ing. Hellmuth Oeser, Kassel.

**Übersicht:** Die Entwicklung der eigenartigen Konstruktion des Bauwerkes auf Grund der örtlichen Verhältnisse wird von den Vorentwürfen bis zum fertigen Bauwerk geschildert. Der Bauvorgang wird kurz beschrieben. Anschließend werden beim Hinterfüllen der Widerlager aufgetretene Schwierigkeiten und die Maßnahmen zu deren Beseitigung erwähnt. Schließlich werden noch eine Probelastung, die Gründe, die dazu führten, und die Schlüsse, die daraus gezogen werden können, behandelt.

### Baufgabe und Entwürfe.

Die Reichsautobahn kreuzt in der Nähe von Kassel die Söhrebahn, eine eingleisige Nebenbahn, und die Landstraße I. Ordnung von Kassel nach der Söhre, einem großen Wald, der starken Ausflugsverkehr an sich zieht. Straße und Eisenbahn kreuzen sich unter spitzem Winkel, außerdem liegt neben der Straße noch der Wahlebach und auf der anderen Seite zweigt ein Feldweg ab. Bedingte schon der starke Ausflugsverkehr, daß Wert auf die architektonische Gestaltung des Bauwerkes gelegt wurde, so wurde die Bauaufgabe besonders schwierig dadurch, daß die Achse der Reichsautobahn den Knotenpunkt zu einem Stern ergänzte (Abb. 1).

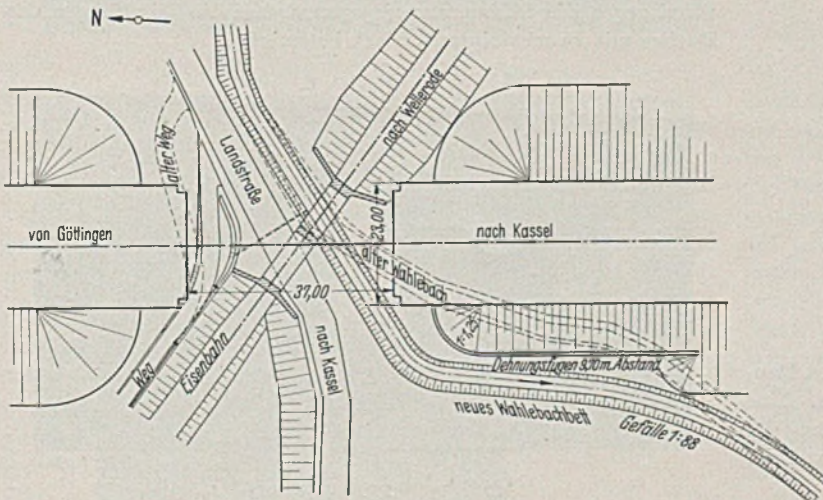


Abb. 1. Lageplan.

Die Vorentwürfe gingen zunächst von einer Blechbalkenbrücke mit versenkter Fahrbahn und  $2 \times 38$  m Stützweite aus, die in der Mitte auf einem Pendelrahmen oder rahmenartig mit dem Hauptträger verbundenen festen Stützen gelagert war. Diese Lösung wurde jedoch wegen der hohen Kosten und der eingeschränkten Sicht von der Autobahn aus verworfen. Ein Blechbalken mit Stabbogen von 60 m Stützweite und eine Lösung mit 2 Öffnungen von 36 und 24 m Stützweite mit oberliegender Fahrbahn befriedigten ebenfalls nicht. Man entschloß sich deshalb zu einer Balkenbrücke von 38,5 m Stützweite mit oben liegender Fahrbahn, wobei allerdings die Verlegung des Wahlebaches und des Feldweges sowie eine Stützmauer am südlichen Widerlager in Kauf genommen werden mußten (Abb. 1).

### Widerlager.

Die lichte Höhe der Söhrebahn über der Straße beträgt 4 m und die der Autobahn über der Söhrebahn 6 m. Hierdurch ergab sich unter Berücksichtigung der Bauhöhen, die für die neue Brücke weitgehend eingeschränkt werden mußte, eine Höhe von etwa 14 m von der Straße bis Oberkante Fahrbahn der Autobahn. Da die Autobahn ein Gefälle von 1:40 aufweist, wurde diese Höhe beim nördl. Widerlager noch etwas größer. Die Bodenuntersuchungen ergaben als zulässige Pressungen beim nördl. Widerlager 3—3,5, beim südl. Widerlager 2,5—3 und bei der Stützmauer 2,5 kg/cm<sup>2</sup>. Bei dieser geringen Beanspruchung war es unmöglich den Damm in voller Höhe in die Widerlager einzufüllen. Hierdurch allein wäre schon die zulässige Grenze erreicht worden. Es wurde versucht, die

Widerlager siloartig in Zellen aufzulösen, um wenigstens die seitlichen Erddrücke für die Kantenpressung der Fundamente auszuschalten. Die Bodenpressungen blieben aber trotzdem noch zu hoch. Man entschloß sich deshalb, die Widerlager soweit wie möglich erddruckfrei zu gestalten und wählte eine Eisenbetonrahmenkonstruktion mit Zwischendecke und seitlichen Umfassungswänden, die an die Rahmen angehängt sind.

Die Zwischendecke liegt an den Widerlagern 1,5 m unter F. O., so daß die eigentliche Fahrbahndecke auf dem aufgeschütteten Boden ungestört bis an die Kammermauern herangeführt werden kann. Das Gefälle der Zwischendecke ist nach außen gerichtet, so daß für gute Entwässerung gesorgt ist. Nach dem Damm zu geht die Zwischendecke in einen Sporn über, der in einem Winkel von 60° gegen sie geneigt ist und dazu dient, den oberen Teil des Dammes abzufangen, während der untere Teil des Dammes frei in das innere des Hohlraumes fällt.

Die Zwischendecke ist durch Querträger verstärkt, die sich auf Längsrahmen abstützen. Der obere Teil der Seitenwände, der

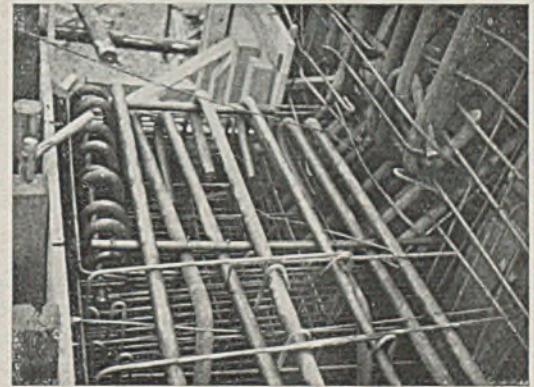


Abb. 2. Rahmenbewehrung am Auflager.

den Erddruck auf 1,5—2,5 m Höhe aufzunehmen hat, ist durch senkrecht auf den Querträgern stehende Konsolen gehalten und oben durch ein Gesims abgeschlossen. Der nach dem Damm über den Sporn auskragende Teil der Seitenwände ist durch einen waagerechten Kragarm in die Decke eingespannt bzw. durch eine T-förmige Stütze abgefangen, deren Steg sich nach dem Fundament zu verbreitert. Der Sporn liegt auf Kragarmen der Längsrahmen auf.

Die erforderliche Seitensteifigkeit wird durch Querrahmen in der Auflagerachse des Stahlüberbaues und etwa in der Mitte der Widerlager hergestellt, die durch die oben bereits erwähnten T-Stützen ergänzt werden.

Der Querriegel des Rahmens in Auflagerachse wurde gleichzeitig zum Auflagerbalken verstärkt. Dieser dient allerdings nur zur guten Lastverteilung, da die Längsrahmen in die Achsen der Hauptträger der Stahlüberbauten gelegt sind. Die Auflager sind unmittelbar durch die vorderen Stützen der Längsrahmen unterstützt.

Mit Rücksicht auf Gewichtersparnisse mußten die Abmessungen der einzelnen Bauteile in möglichst engen Grenzen gehalten werden. Dies erforderte sehr kräftige Bewehrung des Rahmens und Stützen.

Ein Bild hiervon gibt der Punkt, bei dem die Rahmenecke aus dem Auflagerbalken herauswächst (Abb. 2).

Die Fundamente sind ebenfalls in Eisenbeton hergestellt, weil sie infolge der geringen zulässigen Bodenpressung verhältnismäßig große Abmessungen erhalten mußten.

Die Umfassungswände sind mit der geringen Stärke von

25 cm ausgeführt worden, um ihr Gewicht möglichst niedrig zu halten. Um nun Rißbildungen bei verschiedenen Setzungen der einzelnen Stützen vorzubeugen, wurden außer der üblichen kreuzweisen Bewehrung mit senkrechten und waagerechten Eisen, auf der Innenseite noch einzelne Rundeseisen  $\varnothing 8$  kreuzweise unter  $45^\circ$  angeordnet, während die Außenseite wegen der geringen Überdeckung der Eisen eine Zulage aus Baustahlgewebe ebenfalls unter  $45^\circ$  erhielt (Abb. 3). Diese Maßnahme hat sich sehr gut bewährt. Es sind bisher weder Schwind- noch Setzungsrisse aufgetreten.

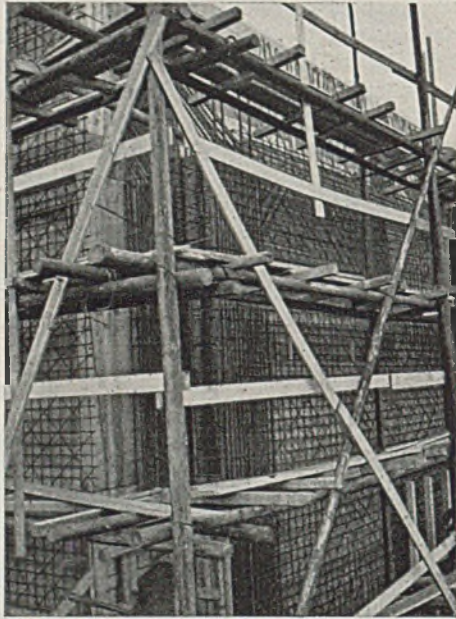


Abb. 3. Bewehrung der Wände.

Die Hauptmasse und die Abmessungen der wichtigsten Bauteile sind aus der Übersichtszeichnung (Abb. 4) zu erschen. Eine Innenansicht, die zugleich einen Überblick über die Anordnung der gesamten Konstruktion gibt, zeigt Abb. 5, während Abb. 6 von der Dammsseite des südlichen Widerlagers gesehen ist.

lichkeit, die Dammbreite auf etwa 50 m Länge einzuschränken und den Wahlebach zwischen einer Stützmauer und dem Grundstück durchzuführen. Um Unterwaschungen der Stützmauer vorzubeu-

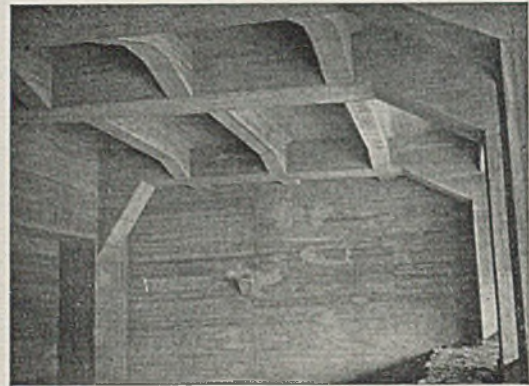


Abb. 5. Innenansicht der Widerlager.

gen, wurde das linke Ufer des Baches durch eine eiserne Spundwand gegen die Stützmauer abgegrenzt und die Böschungen des Baches mit Bruchsteinmauerwerk befestigt.



Phot. Gels, Kassel.

Abb. 6. Südliches Widerlager.

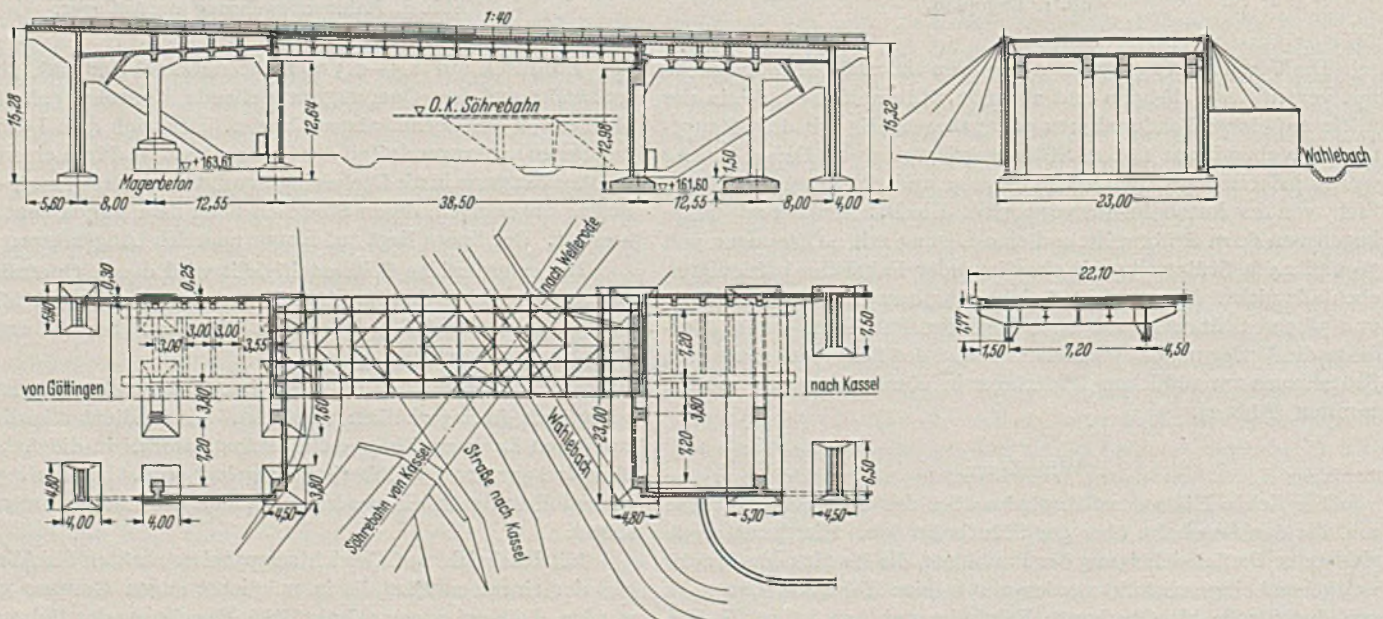


Abb. 4. Übersicht mit Querschnitt durch Widerlager und Überbau.

**Stützmauer.**

Die Verlegung des Wahlebaches machte ziemliche Schwierigkeiten. Auf der Westseite des südlichen Widerlagers liegt ein bebautes Grundstück sehr nahe. Um dieses nicht vollständig zu entwerten, durfte es nicht angeschnitten werden. Es blieb nur die Mög-

Wegen der geringen zulässigen Bodenpressung wurde die Stützmauer als Winkelstützmauer mit breit nach innen ausladendem Fuß und Versteifungsrippen ausgebildet und für die gesamte Konstruktion Eisenbeton gewählt. Auf Abb. 7 wird das südliche Widerlager mit der Stützmauer gezeigt.

### Stahlüberbauten.

Die beiden Überbauten sind getrennt und besitzen je zwei geschweißte Hauptträger von 38,5 m Stützweite. Die Hauptträger bestehen aus einem Stegblech 1622 · 15 mit Nasenlamellen IV 600 · 40 und sind im mittleren Teil noch durch Gurtplatten 570 · 46 verstärkt. Die Hauptträger wurden in der Werkstatt ganz zusammengeschweißt. So bestand die Möglichkeit, die Stöße der einzelnen

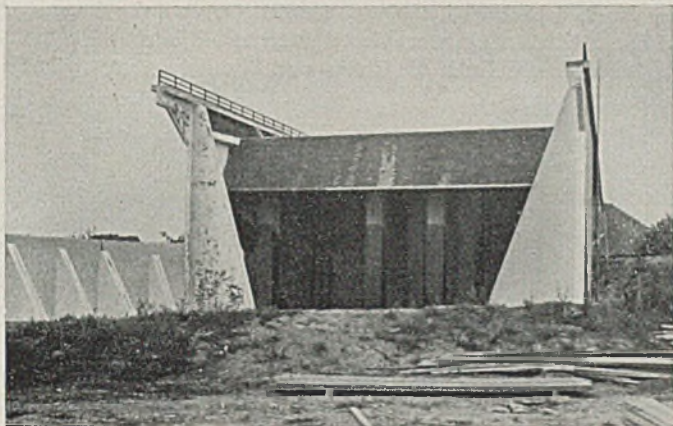


Abb. 7. Südliches Widerlager mit Stützmauer.

Teile gegeneinander zu versetzen. Alle Stöße sind als Stumpfstöße ohne besondere Laschen ausgebildet. Bei den Stößen der Nasenlamellen sind jedoch die Gurtplatten noch ein Stück nach den Auflagern zu übergeführt, trotzdem dies theoretisch nicht erforderlich gewesen wäre. Die Stöße der sämtlichen Gurtplatten sind unter 45° gegen die Achse der Hauptträger geneigt (Abb. 8). Die Stumpfstöße

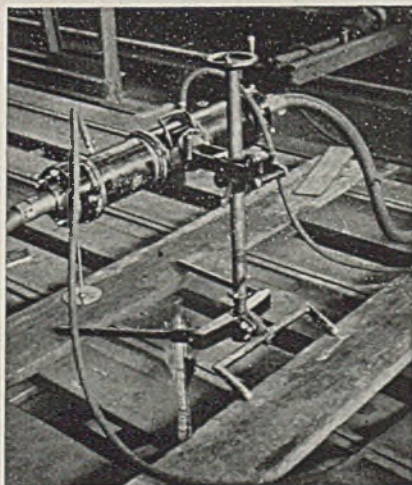


Abb. 8. Schweißen der Gurtplattenstöße.

nähte der Stegblechstöße wurden 20 mm stark ausgeführt und mit allmählichen Übergang auf die Stegblechdicke zurückgeführt.

Die Querträger und Konsole sind ebenfalls geschweißt. Die inneren Längsträger sind normale Walzträger und die äußeren Breitflanschträger. In der Untergurtebene der Querträger ist ein Windverband mit Bremsverband vorgesehen.

Alle Teile wurden soweit wie möglich in der Werkstatt zusammengeschweißt; die Anschlüsse auf der Baustelle dagegen genietet. Das Verhältnis der Hauptträgerhöhe zur Stützweite beträgt 1 : 25,5; die Hauptträger sind also sehr schlank.

### Fahrbahndecke (Abb. 9).

Die Fahrbahndecke stützt sich nur auf die Längsträger, während über den Querträgern und Hauptträgern genügend Spielraum für den Anstrich gelassen wurde. Es wurde eine Eisenbetontafel angeordnet, deren Vouten von außen nach innen steigen, um so das Gefälle für die Fahrbahn zu erhalten. Auf der Eisenbetontafel wurde die übliche Dichtung verlegt, die durch eine Schutzschicht

mit Drahtnetzeinlage überdeckt wird. Hierauf ist unmittelbar der Verschleißbeton vorgesehen.

### Bauvorgang.

Mit dem nördlichen Widerlager wurde begonnen, wobei der Feldweg gesperrt werden mußte. Zu gleicher Zeit wurde die Spundwand neben dem südlichen Widerlager gerammt und das Bett des

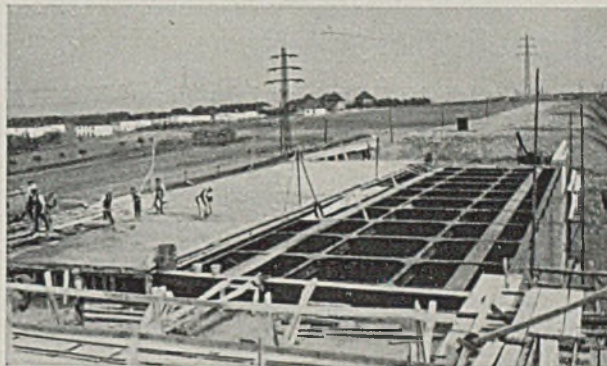


Abb. 9. Fahrbahndecke.

Wahlbaches verlegt, so daß bei Fertigstellung des nördlichen Widerlagers bereits die Stützmauer fertig stand und die Arbeiten am südlichen Widerlager ungehindert aufgenommen werden konnten.

Bei den Ausschachtungsarbeiten zeigte sich, daß die Baugrundverhältnisse an einzelnen Stellen noch ungünstiger waren als auf Grund der Bohrergebnisse angenommen werden konnte. So mußten beim nördlichen Widerlager auf der Westseite wegen der tieferen Lage des Baugrundes die Stützenfundamente mit Magerbeton bis zu 2,30 m Stärke unterlegt werden. Beim südlichen Widerlager mußte das Fundament der Eckstütze am Bahndamm soweit verbreitert werden, daß das Fundament des Widerlagerflügels der Söhrebahn noch hereingreift. Um Störungen durch ungleichmäßige Setzungen zu vermeiden, wurden beide Baukörper durch eine Dehnungsfuge getrennt gehalten.

Trotzdem die Betonarbeiten an den empfindlichen Eisenbetonkonstruktionen mit ihrer starken Bewehrung größtenteils in den Wintermonaten durchgeführt wurden und einige Male durch starken Frost unterbrochen waren, sind an keiner Stelle Schäden aufgetreten, die auf die Arbeitsweise zurückzuführen wären.

Nach Fertigstellung der Widerlager wurde die Stahlkonstruktion aufgebracht. Die Hauptträger wurden im ganzen auf der Söhrebahn angefahren und mit einem hohen eisernen Schwenkmast in Betriebspausen hochgezogen, eingeschwenkt und an Ort



Abb. 10. Einbau des zweiten Hauptträgers.

und Stelle auf die Stahlgußlager abgesetzt. Auf Abb. 10 ist der erste Hauptträger bereits an seinem Platz verankert. Der zweite Hauptträger wird gerade vom Eisenbahnzuge abgehoben. Die

große Länge der Träger erforderte eine besondere Hubvorrichtung, die auf dem Bilde deutlich zu sehen ist. Nachdem jeweils zwei Hauptträger verlegt waren, wurden der Fahrbaurost und die Verbände eingebaut und vernietet.

Nach Fertigstellung der Stahlüberbauten begann sofort der Einbau der Schalung für die Fahrbahtafel. Die Betonarbeiten schlossen sich an. Schließlich wurden Dichtung und Schutzschicht aufgebracht. Die Verschleißschicht wurde noch zurückgestellt, um zunächst dringende Erdtransporte für die Hinterfüllung des südlichen Widerlagers und den anschließenden Damm überzuführen.

### Verhalten der Widerlager beim Hinterfüllen.

Nach dem Hinterfüllen des nördlichen Widerlagers setzte eine regenreiche Zeit ein, in deren Folge plötzlich Verschiebungen der Endpunkte der Flügel beobachtet wurden und zwar auf der Ostseite bis zu 14 cm und auf der Westseite bis zu 6 cm. Es wurden sofort neben den Flügelenden zur Entlastung Gräben ausgehoben, die auch bewirkten, daß ein Teil der Verschiebungen zurückging. Der verbleibende Rest ist darauf zurückzuführen, daß beim Anschluß des waagerechten Kragbalkens am Sporn bzw. der Zwischendecke Risse entstanden waren. Außerdem traten Risse auf der Innenseite der vorderen Eckstützen auf, die vom Fundament aus aufwärts gingen und zwar an den Stellen, wo die Seitenwände in den Stützen durch Eisen verankert sind. Nach wochenlangen Beobachtungen mit genauen Aufmessungen in gewissen Abständen wurde festgestellt, daß das Bauwerk im Ruhezustande verharrte.

Die anfänglichen Verschiebungen müssen also darauf zurückzuführen sein, daß der frisch geschüttete Damm, der am Hang liegt, infolge des Regenwetters auf das Bauwerk zu wandern wollte. Er fand aber Widerstand am Sporn des Widerlagers. Die beim Hinterfüllen bereits verdichteten Massen gaben nicht nach, und so blieb dem nachdrängenden Boden nur der Ausweg nach den Seiten. Hierdurch mußten naturgemäß die Flügelenden abgedrückt werden. Die auf diese Weise wirkenden, waagerechten Kräfte wurden aber infolge der Risse bei den Aussteifungsbalken nicht auf die Zwischendecke übertragen und dort aufgefangen, sondern durch die Seitenwände in die Fundamente der vorderen Eckstützen geleitet. Hierdurch erklärt sich das Anreißen der Wandverbindungen an den Stützen.

Wenn auch der Damm zur Ruhe gekommen sein dürfte, so soll doch zur Sicherheit noch eine Zugverbindung aus zwei Rundeisenankern, die in Eternitrohren verlegt werden, an den Flügelenden unter der Fahrbahn angebracht werden.

Am südlichen Widerlager war eine solche Überraschung zunächst nicht zu befürchten, da dort der Damm einmal in der Ebene liegt und andererseits Gefälle aufweist, das vom Widerlager weg gerichtet ist. Infolge der starken Regen- und Schneemengen dieses Winters traten jedoch auch hier geringe Ausbiegungen auf, so daß es ratsam war, die gleichen Sicherungen anzuordnen, wie beim nördl. Widerlager.

### Durchbiegung der Stahlkonstruktion und Probelastung.

Die Hauptträger waren in der Werkstatt mit einer Überhöhung von 122 mm hergestellt worden. Schon nach dem Einbau der Stahlkonstruktion zeigten sich starke Abweichungen in der Durchbiegung der einzelnen Träger, die sich nach dem Aufbringen der Fahrbahtafel noch vergrößerten. Von Westen nach Osten waren der Reihe nach folgende Überhöhungen verblieben + 30, + 10 und + 22 mm, während der letzte Träger sogar eine Durchbiegung von 12 mm aufwies. Eine Nachprüfung der Arbeitsvorgänge in der Werkstatt und auf der Baustelle ergab, daß nirgends ein Fehler vorlag. Auch die Röntgenbilder der Schweißnähte waren in der Werkstatt einwandfrei ausgefallen. Es blieb deshalb nur die Möglichkeit, durch eine Probelastung nachzuprüfen, ob nicht an irgendeiner Stelle ein unsichtbarer Schaden vorhanden ist.

Zu diesem Zweck wurde ein Baugleis unmittelbar über dem westlichen, äußeren Hauptträger verlegt und aus einem Bauzug durch zusätzliche Belastung der Lokomotive ein Lastenzug zusammengestellt, unter dessen Einwirkung ungefähr das größte Mo-

ment erreicht wurde, daß der Bemessung der Hauptträger zugrunde liegt (Abb. 11).

Mit Hilfe eines Griotschen Durchbiegungsmessers, dessen Angaben noch durch Nivellement verglichen wurden, wurden bei verschiedenen Laststellungen die Durchbiegungen in der Mitte gemessen. Weiter wurden die Durchbiegungen und die Spannungen an den Stoßstellen im südl. Viertelpunkt mit Hilfe von selbstschreibenden Frenkel-Leuner-Apparaten durch das Brückenbüro der Reichsbahndirektion Kassel festgestellt und die Spannungen an den Stößen im anderen Viertelpunkt mit Hilfe von Huggenberger-Tensometern durch die Kohle- und Eisenforschungsstelle Dortmund, überwacht.

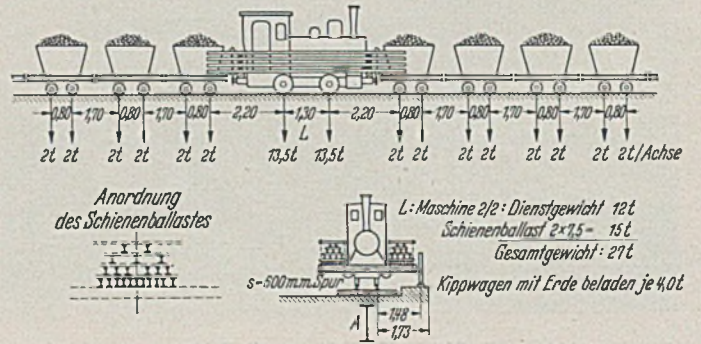


Abb. 11. Lastenzug für die Probelastung.

Zunächst wurden die Lasten bis zur Höchstlast gesteigert und wieder entfernt und dann der gleiche Vorgang wiederholt. Zum Schluß wurden einige Lokomotiveinzelfahrten hin und zurück mit möglichst großer Geschwindigkeit, etwa 5—10 km/Std. durchgeführt.

Abb. 12 zeigt die Kurven bei Lokomotivfahrt am Durchbiegungs- und Spannungsmesser. Die gemessenen Durchbiegungen und Spannungen blieben durchweg unter den errechneten Werten und reichten nur in einzelnen Fällen nahe an diese heran. In keinem Falle zeigten sich bleibende Durchbiegungen, so daß daraus ge-

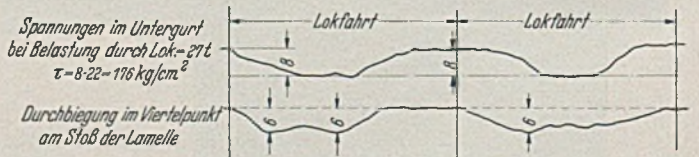


Abb. 12. Spannungs- und Durchbiegungskurven am südl. Viertelpunkt

schlossen werden kann, daß kein Fehler vorliegt. Als Erklärung für das eigenartige Verhalten der Träger bleibt nur die Vermutung übrig, daß beim Schweißen innere Spannungen aufgetreten sind, die sich bei der Beförderung vom Werk zur Baustelle infolge der Erschütterungen gelöst haben, wodurch ein Teil der im Werk gegebenen Überhöhung von vornherein verloren ging. Da die Träger im ganzen unmittelbar vom Zug aus eingebaut wurden, traten diese Unterschiede erst nach dem Einbau zutage.

### Bearbeitung und Anstrich.

Ursprünglich war geplant, die Widerlager nach dem Ausschalen zu spitzen. Auf Grund der neueren Auffassung von Prof. M ö r s c h wurde jedoch wegen der geringen Überdeckung der Eisen hiervon abgesehen und die Außenflächen der Widerlager mit Sandstrahlgebläse abgeblasen, wozu ein besonders harter und scharfer Sand verwendet werden mußte, um die erwünschte Wirkung zu erzielen.

Für den Anstrich sind verschiedene Verfahren gewählt worden, um Beobachtungen über die Bewährung der neuen ölfreien Farben machen zu können. Der östliche Überbau ist in üblicher Weise in der Werkstatt mit Bleimennige und auf der Baustelle mit einem zweiten Bleimennigeanstrich und zweimaligem Ölfarbanstrich versehen. Der westliche Überbau wurde ohne Anstrich zusammengebaut, auf der Baustelle vom Rost gereinigt und mit Glasoxmax-Farben, sowohl für die Grundanstriche, wie für die Deckanstriche gestrichen.



### Das fertige Bauwerk.

Auf den Abb. 13 und 14 ist das Bauwerk von der Ost- und Westseite zu sehen. Man kann wohl behaupten, daß es gelungen ist, die schwierige Aufgabe sowohl technisch, als auch baukünstlerisch befriedigend zu lösen.

führte die Beton- u. Monierbau A.-G. Kassel und die Stahlüberbauten die Dortmunder Union Brückenbau A.-G. aus.

Die Bauzeit war sehr kurz und betrug für die Unterbau- und

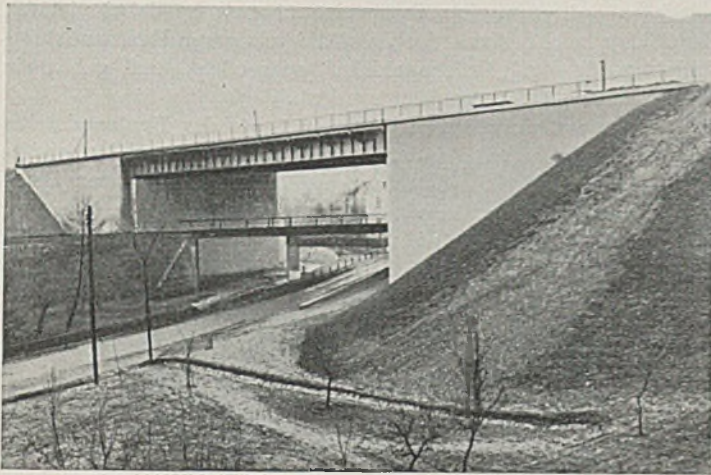


Abb. 13. Gesamtansicht von Osten.



Abb. 14. Ansicht von Westen.

Die Bauüberwachung lag in den Händen der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Kassel; die örtliche Bauleitung hatte die Bauabteilung Kassel-Bettenhausen. Die Bauarbeiten

Deckenarbeiten  $8\frac{1}{2}$  Monate, für die Stahlüberbauten 9 Monate und insgesamt 10 Monate einschließlich Entwurfs- und Werkstattarbeiten.

## ALLGEMEINE BAUGRUNDVERHÄLTNISSE UND BESONDERE GRÜNDUNGSSCHWIERIGKEITEN IM BEREICH DER OBK KASSEL.

Von Dr.-Ing. Günter Schulz, Kassel.

Der geologische Aufbau des Gebietes im Zuge der Reichsautobahnstrecke Hannover—Kassel—Gießen—(Frankfurt).

**Übersicht:** Ausgehend von dem geologischen Aufbau des reichgegliederten Gebietes, in dem die Autobahnstrecke Göttingen—Kassel—Gießen verläuft, wird ein Überblick über die in den einzelnen Formationen vorkommenden Bodenarten und ihre Bewertung als Baugrund gegeben. Anschließend werden einige Bauwerke mit besonderen Gründungsschwierigkeiten sowie die Hinterfüllungsarbeiten behandelt.

Der geologische Aufbau Südhannovers und der Provinz Hessen-Nassau ist das Ergebnis einer äußerst wechselvollen erdgeschichtlichen Entwicklung. Die Bauarbeiten an den Reichsautobahnen mit ihren gewaltigen Massenbewegungen und den Bohrungen und Schürfungen für die zahlreichen Bauwerke haben einen tiefen Einblick in die Eigenschaften der mannigfachen Ablagerungen gegeben, bei denen wir im einzelnen folgende Formationen unterscheiden:

Bundsandstein, Muschelkalk und Keuper in ihren verschiedenen Gliederungen sowie die Ablagerungen des Tertiärs, Diluviums und Alluviums. Vergleiche hierzu die Übersichtskarte (Abb. 1), auf der die zur Zeit im Bau befindliche Strecke Göttingen—Kassel, Kirchheim—Eifa mit ihrem Untergrund dargestellt ist.

Die größte Oberflächenverbreitung weisen die Sedimente des Buntsandsteins und die Bildungen des Diluviums auf. Der Muschelkalk ist nur in einigen geologischen Grabeneinsenkungen erhalten geblieben; die Keupervorkommen sind derart unbedeutend, daß sie in dem Maßstab der Karte kaum hervortreten. Südlich von Kassel waren früher weite und zusammenhängende Gebiete von den Ablagerungen der Tertiärzeit bedeckt, die aber zum größten Teil wieder der Abtragung anheimfielen. Jetzt sind sie auf isolierte, bald kleinere, bald größere Reste beschränkt, die im wesentlichen aus Tonen, Feinsanden und Basalten bestehen; verschiedentlich sind auch abbauwürdige Braunkohlenflöze erhalten geblieben.

Die Ausbildung des heutigen Bodenreliefs begann gegen Ende der Tertiärzeit und setzte sich während der folgenden langen Diluvialperiode fort. Hier wechselten Zeiten stärkerer Aufschüttungen

(Eiszeiten) mit denen der Ausfurchung (Zwischeneiszeiten) ab. In den Flußtalern wurden dabei Schotterterrassen und über ihnen, sowie auf den Hochflächen, Löß abgelagert.

In den ebenen Talböden der Bäche und Flüsse wurden die Bildungen des Alluviums durch die heute noch wirkenden Naturkräfte weiter ständig verändert und vermehrt. Es entstanden Kiese, Sande und Lehme, vereinzelt auch Schlick und Moorbildungen.

Zwecks Feststellung der im Zuge der Autobahn herrschenden geologisch-bodenphysikalischen Verhältnisse, der Tragfähigkeit des Untergrundes und der Lage des Grundwasserspiegels werden nach den bei der OBK Kassel angewandten Untersuchungsmethoden Schürfungen im Abstände von etwa je 100 m angelegt, die mindestens bis 2 m unter Planumsoberkante reichen. Wechseln die Gesteinsarten jedoch auf kürzere Erstreckung, so werden innerhalb dieser Streckenteile die Abstände zwischen den Schürfen verringert, um ein genaues Bild über die Eigenschaften des Untergrundes zu erhalten.

Für Bauwerke werden diese Untersuchungen besonders sorgfältig ausgeführt. Die Zahl und Lage der Bohrungen bzw. Schürfungen ist abhängig von der Ausbildung und Gleichförmigkeit der Schichten, sowie der Wichtigkeit des Bauwerks. Da Schürflöcher erfahrungsgemäß einen bedeutend besseren Aufschluß über die Tragfähigkeit des Untergrundes geben und Proben in ungestörtem Zustande aus ihnen entnommen werden können, werden bei Baugrunduntersuchungen nach Möglichkeit Schürfschächte angelegt. Nur dort, wo besonders tiefe Aufschlüsse notwendig sind oder starker Wasserandrang zu befürchten ist, werden, auch mit Rücksicht auf die Kosten, Bohrlöcher angelegt.

Sieht man von dem Löß-Gebiet bei Göttingen ab, so besteht der Untergrund der Bauwerke vorherrschend aus den Schichten und Verwitterungsprodukten des Buntsandsteins, d. h. aus san-

digem und oft steinigem Lehm und Ton, Gehängeschutt, Schiefer-ton, Sandstein verschiedenster Härtegrade usw. Oft sind es nur dünne Schichten, die schnell wieder auskeilen, so daß die Bodenuntersuchung für ein Bauwerk in vielen Fällen ein buntes Bild bald weicher, bald harter Schichten sehr wechselnder Zusammensetzungen ergibt. Für Setzungsanalysen sind derartige Böden kaum geeignet. Die Beurteilung ihrer Tragfähigkeit erfolgt vielmehr auf Grund von Erfahrungswerten.

Allgemeine Baugrundverhältnisse im Bereich der einzelnen Formationen.

1. Buntsandstein.

Der Buntsandstein besteht in seiner unteren Stufe aus buntfarbigen, gelblichen oder durch Eisenoxyd rot gefärbten festen Sandsteinen, die in Wechsellagerung mit Schiefer-ton- und Letten-schichten auftreten. Die Sandsteine überwiegen dabei vielfach der Menge nach. Auch dort, wo die untersten Buntsandstein-schichten als sog. „Bröckelschiefer“ ausgebildet sind, geben sie einen hinreichend festen Baugrund ab.

In der vorherrschenden mittleren Stufe des Buntsandsteins nehmen die Zwischenlagen der Schiefer-tone ab. Es wechseln vielfach dünn-schichtige Sandsteine und Schieferletten. Darauf folgt die Bausandsteinzone, die vorwiegend dicke Bänke von festerem, hellgelb bis bräunlich gefärbtem Sandstein und nur in ihrer Mitte einige Meter rote und grünliche Schiefer-tone enthält. Abb. 2 gibt

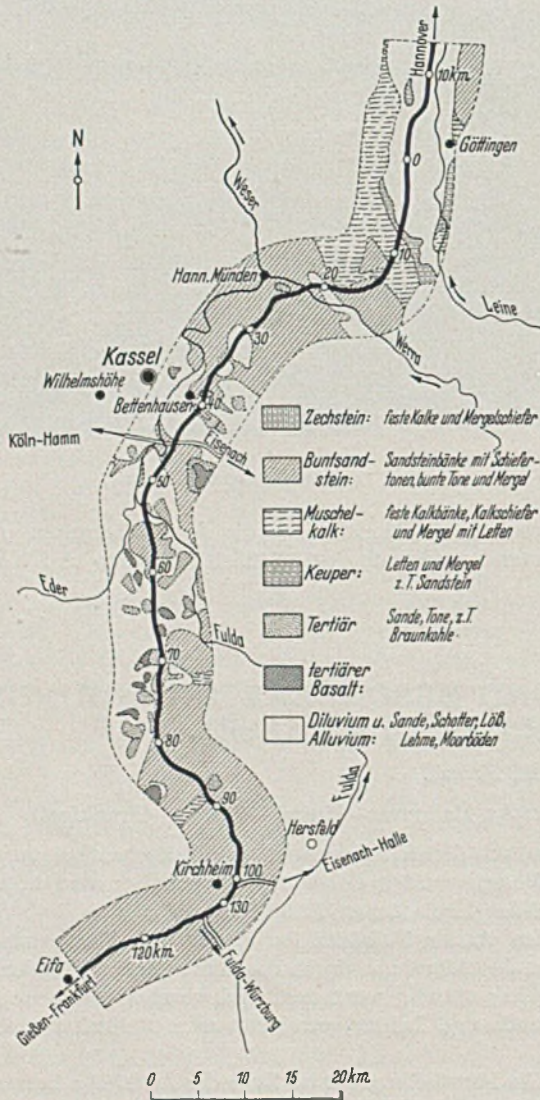


Abb. 1. Übersichtskarte der Formationen im Bereich der Reichsauto-bahn Göttingen—Kassel—Eifa. (Hergestellt unter Benutzung der Übersichtskarten der Preußisch Geolog. Landesanstalt, Berlin.)

Im übrigen wird die Untersuchung der bodenphysikalischen Eigenschaften der entnommenen Proben wie Wassergehalt, Plastizität, Kornverteilung, Porenvolumen, Kapillarität, Durchlässigkeit usw. in der Bodenprüfstelle der OBK Kassel durchgeführt. Bei Bauwerken von außerordentlicher Bedeutung, wie der Werrabrücke bei Hann.-Münden, oder bei besonders ungünstig gelagerten Bodenverhältnissen werden außerdem andere Institute, wie die deutsche Forschungs-Gesellschaft für Bodenmechanik in Berlin-Charlotten-burg oder das Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg in Sachsen (Leitung Prof. Dr.-Ing. Kögler) zur Begutachtung herangezogen.

Bevor die Bauwerke mit besonderen Gründungsschwierigkeiten näher behandelt werden, erscheint es zweckmäßig, einen allgemeinen Überblick über die Bodenverhältnisse in den einzelnen Formationen und ihre Eigenschaften hinsichtlich der Gründung von Bauwerken zu geben<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Die in diesem Aufsatz besprochenen bodenphysikalischen Untersuchungen wurden in der Bodenprüfstelle der OBK Kassel durch Herrn Dipl.-Ing. Rosenstock ausgeführt. Die Lichtbilder sind von Herrn Bau-kontrolleur Schrader aufgenommen.

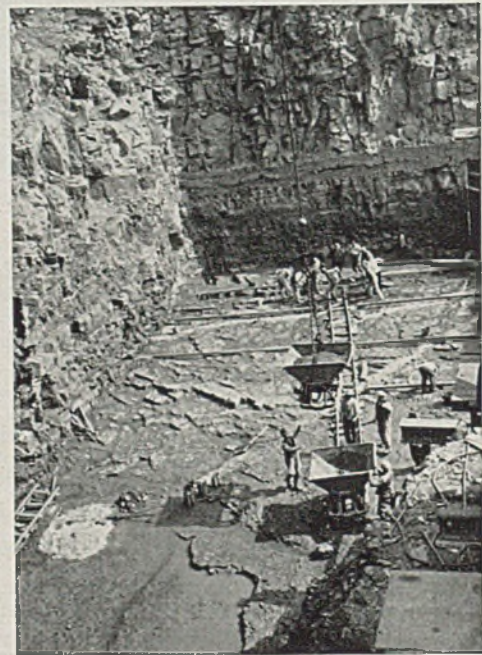


Abb. 2. Schichtenfolge des mittleren Buntsandsteins: Mächtige Sandsteinbänke mit schwachen Schiefer-toneinlagerungen. Fundamentgrube von Pfeiler I der Werrabrücke bei Hann.-Münden.

die Schichten des mittleren Buntsandsteins wieder, eine Wechsel-sfolge von mächtigen Buntsandsteinbänken mit schwachen Schiefer-ton-schichten. Die dickbankigen Sandsteine werden in zahlreichen kleineren und größeren Steinbrüchen ausgebeutet, wenn auch ihre Qualität mitunter gering ist, da sie nicht immer genügende Wetter-beständigkeit und Härte besitzen.

Der mittlere Buntsandstein liefert in unverwittertem Zustande für Bauwerke immer einen guten Baugrund, der auch größere Beanspruchungen ohne weiteres aufnimmt (Werrabrücke bis 8 kg/cm<sup>2</sup>).

Je nach dem Grad der Verwitterung des Sandsteins läßt seine Festigkeit nach. Bei den in der Nähe der Tagesoberfläche liegenden weichen Sandsteinbänken muß deshalb die Bodenpressung unter Umständen ganz erheblich herabgesetzt werden.

Die oberste Stufe des Buntsandsteins, der Röt, besteht aus weichen tonigen und mergeligen Ablagerungen von roter oder auch graublauer und grünlicher Färbung. Er ist häufig stark wasser-führend. An einzelnen Stellen sind Gipslager von geringer Mächtigkeit eingeschlossen.

Dem Erdbau bereitet der Rötboden im Bereiche der OBK Kassel wegen seiner weichen Beschaffenheit in feuchtem Zustande und seiner Neigung zu Rutschungen große Schwierigkeiten. Ebenso sind die Gründungsverhältnisse in ihm meistens sehr schwierig, da die Ton- und Mergelschichten wenig standfest sind und zu ungleichmäßigen Setzungen der Bauwerke führen können. Besondere Gefahren schließen die im Röt enthaltenen Gipslager

ein, da sie der Auflösung durch Wasser anheimfallen und zur Bildung von Hohlräumen Veranlassung geben können. In dieser Formationsstufe müssen deshalb Baugrunduntersuchungen mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden.

2. Muschelkalk.

Der über dem Buntsandstein folgende Muschelkalk tritt im Zuge der Reichsautobahnstrecke Hannover—Kassel—Gießen nur an wenigen Stellen auf. Er besteht hier hauptsächlich aus flaserigen Kalk- und Mergelschiefen, dickbankigen Kalken und Kalkplatten in Wechsellagerung mit Tonen und Letten (Abb. 3).



Abb. 3. Schichtenfolge des unteren Muschelkalks im Autobahn-Einschnitt bei Hedemünden/Werra: Dicke Kalkbänke mit Kalkplatten und Mergelschiefern.

Die Schichten des Muschelkalkes liefern für den Erdbau fast durchweg ein gutes brauchbares Material. Da die Verwitterungszone meist sehr geringmächtig ist, sind auch die Gründungsverhältnisse einfach und die zulässigen Bodenpressungen hoch. Die Bauwerke werden jedoch nur auf die festen Kalkplatten und nicht auf die Schiefermergel gegründet. Schwierigkeiten bereitet der Muschelkalk nur dort, wo er sich von dem anstehenden Gestein an Klüften und Spalte in größeren Partien gelöst hat und auf den darunter lagernden Röttonen abgerutscht ist. Solche Stellen neigen naturgemäß auch weiterhin zu Rutschungen und erfordern weitgehende Sicherheitsmaßnahmen, sofern die Trasse hier beibehalten werden muß.

3. Keuper.

Die Schichten des Keupers wurden bisher nur in einigen Einschnitten in der Nähe von Göttingen angetroffen, wo sie aus bunten Mergeln mit Sandsteinen und Schiefertonen bestehen.

Bei der Gründung von Bauwerken haben sich bisher in diesen Böden keine Schwierigkeiten ergeben.

4. Tertiär.

Das Tertiär, welches früher weite Landstrecken zusammenhängend bedeckte, finden wir an der Autobahn nur noch an vereinzelten Stellen südlich von Kassel. In Anbetracht der technischen Verwertbarkeit seiner verschiedenartigen Gesteine ist es aber in Kurhessen die wirtschaftlich wichtigste Formation. An ihrem Aufbau nehmen teil: Braunkohlen, Quarzsande, Tone und Basalte mit ihren Verwitterungsprodukten. Die Sande und Tone, sowie die zwischen ihnen stehenden Letten sind meistens feinkörnig, weich und locker. Soweit sie über dem Grundwasserspiegel liegen, geben sie einen einigermaßen brauchbaren Baugrund ab. Schwierigkeiten sind jedoch dann zu erwarten, wenn diese Sedimente vom Wasser erfüllt sind (Abb. 4). Sie kommen dann den Mo- und Schluffböden Norddeutschlands sehr nahe und erhalten ausgesprochen ungünstige Eigenschaften in bezug auf Standsicherheit für Bauwerke und Dämme. Die zur Zeit in diesen Böden geplanten Bauwerke machen besondere Gründungsmaßnahmen erforderlich.

Die Basalte und ihre Verwitterungsprodukte, stark steinige Lehme und Tone, liefern einen guten, zum Teil wenigstens brauchbaren Baugrund. Allerdings müssen bei diesen Gesteinen, welche südlich Kassel auch in Form von Basaltdecken vorkommen, die Bohrungen und Schürfungen tief genug angelegt werden, da die manchmal schwachen Basaltdecken von weichen, sandig-tonigen Schichten unterlagert werden, die sich hinsichtlich der Standfestigkeit nicht so günstig wie der Basalt verhalten.



Abb. 4. Tertiär-Einschnitt südlich Kassel: Sandige Tone, stark wasserführend und wenig standfest.

5. Diluvium und Alluvium.

Nach den Buntsandsteinschichten sind die Sedimente des Diluviums im Kasseler Bezirk am weitesten verbreitet, wobei wir im einzelnen folgende Schichten unterscheiden: Flußschotter, Sande und Lehme, die vorwiegend in den Flußtälern auftreten; die anderen Ablagerungen wie Löß und Lehm mit Geröllen verschiedenster Herkunft, sind ohne irgendwelche Regelmäßigkeit überall verbreitet, auf den Hochflächen, an den Hängen der Berge, wie in den Talauen. Je nach ihrer Zusammensetzung und ihren sonstigen bodenphysikalischen Eigenschaften sind sie für Bauwerksgründungen verschieden zu bewerten.



Abb. 5. Trockener Löß-Einschnitt im Leinetal bei Göttingen: Gute Standfestigkeit der Böschungen.

Die Flußschotter und Sande liefern im allgemeinen einen guten Baugrund, wenn sie fest gelagert und möglichst frei von lehmigen Beimengungen sind. Das Abbohren dieser Schichten ist aber mit Vorsicht durchzuführen, da in und unter den Kiesen oft noch wenig tragfähige Schichten wie Schlick und Moor abgelagert sind.

Dabei spielen Laufveränderungen der Flüsse und Bäche, die jetzt an der Oberfläche nicht mehr in Erscheinung treten, eine gewisse Rolle.

Löß und Lößlehm geben einen brauchbaren Baugrund ab, solange sie sich in trockenem bis erdfeuchtem Zustande befinden (Abb. 5). Bei starker Durchfeuchtung muß dagegen die zulässige Bodenpressung sehr herabgesetzt oder eine besondere Gründungsart gewählt werden. Ähnlich verhalten sich die Diluviallehme. Wegen der in ihnen häufig enthaltenen Findlinge ist jedoch bei dem Bohren in diesen Gebieten große Vorsicht geboten, da einzelne große Blöcke leicht anstehenden Fels vortäuschen können. Im allgemeinen sind deshalb in den Diluvialbildungen tiefere Bohrungen oder Schürfungen notwendig als in den übrigen Formationen.

Die Bildungen des Alluviums erreichen im Gebiet der Reichsautobahn bei Kassel nur selten größere Mächtigkeit als 1—2 m und können daher in ihrem Wert als Baugrund unberücksichtigt bleiben, da die Gründungen meist tiefer reichen.

In der nachfolgenden Zahlentafel sind die in den einzelnen Bodenarten vorkommenden Bodenpressungen wiedergegeben. Dabei ist allerdings zu bemerken, daß die „zulässige Bodenpressung“ des jeweiligen Baugrundes nicht immer ausgenutzt wurde und in anderen Fällen seine Eigenschaften hinsichtlich der Tragfähigkeit auf kurze Entfernung hin stark wechselten.

Formation	Bodenart	Zahl der Bauwerke	Bodenpressung kg/cm <sup>2</sup>
unterer und mittlerer Buntsandstein	steiniger Sand, Ton, Schieferton, weicher und fester Sandstein	32	1,4—8,0
oberer Buntsandstein (Röt)	bunte Mergel und Tone	4	1,3—2,5
Muschelkalk	Kalkstein, Tonmergel	8	2,5—3,8
Keuper	Ton, Schieferton	2	3,0—3,5
Tertiär	Sand, Lehm, Ton, Basaltgeröll	3	2,5—3,0
Diluvium	Sande und Tone	7	1,2—3,0
	Löß, Lehm	4	1,5—2,5
	Kiese und Schotter	8	2,5—4,0

**Bauwerke mit besonderen Gründungsschwierigkeiten.**

**1. Bauwerk 208.**

Das Bauwerk Nr. 208 in km 39,064 ist in einem Winkel von 83° 30' zur Autobahnachse erbaut und dient für die Unterführung eines Feldweges, der von Kassel-Bettenhausen nach Heiligenrode führt. Das Bauwerk liegt in dem Tal der „Bunten Berna“, das die Autobahn mit einem Damm von etwa 12 m Höhe überquert (Abb. 6).

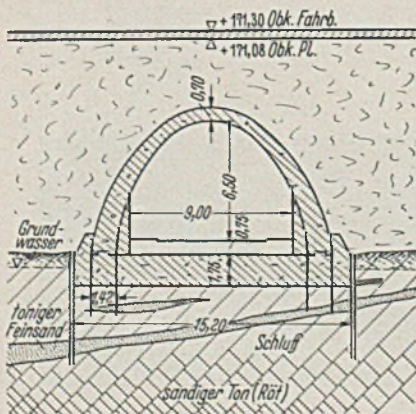


Abb. 6. Bauwerk Nr. 208, km 39, 064 der Rab-Strecke Göttingen—Kassel.

Der Baugrund besteht bis rd. 6 m Tiefe aus Schluffschichten mit unregelmäßigen Zwischenlagen von nassem tonigem Feinsand, die in sandigen Ton und Schieferton übergehen. Die bodenphysikalischen Kennziffern für den Schluff sind:

- Natürlicher Wassergehalt . . . 30—32%.
- Rollgrenze . . . . . 18—21%.
- Fließgrenze . . . . . 36—38%.

Die Kornverteilung des Bodens ist in Abb. 7 dargestellt. Das Grundwasser steht bei 0,7 m unter Gelände. Das Bauwerk wurde, um den von allen Seiten etwa gleichmäßig wirkenden Druck der Erdmassen auszuhalten, als Gewölbe ausgeführt und auf eine durchgehende Platte zwischen Spundwänden von etwa 6 m Länge gesetzt. Die mittlere Bodenpressung beträgt 1,96 kg/cm<sup>2</sup>, die Gründungstiefe etwa 2 m.

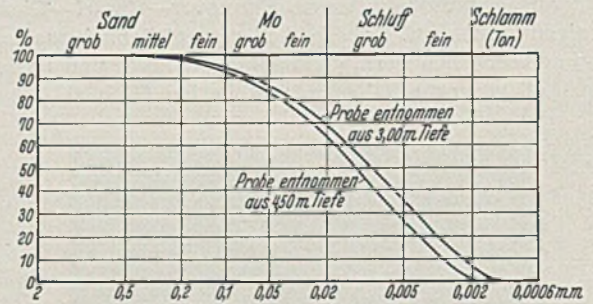


Abb. 7. Kornverteilung des Schluffbodens bei Bauwerk Nr. 208.

Die doppelt armierte, starre Platte (Auftrieb durch Grundwasser) hat eine Stärke von 1,75 m. Das Bauwerk selbst ist ausgebildet als Parabelbogen mit 2 m hohen Widerlagern, die lotrecht stehen, und aufgehängten Flügeln mit Rippen. Widerlager, Flügel mit Rippen und das Gewölbe sind in Eisenbeton ausgeführt<sup>2</sup> (Abb. 8).

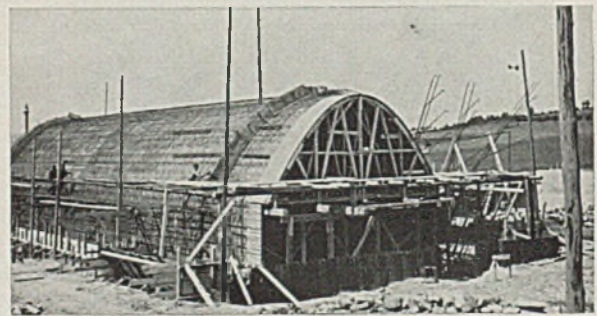


Abb. 8. Bauwerk Nr. 208. Die im Vordergrund überstehende Spundwand ist nach Fertigstellung des Bauwerks abgeschnitten worden.

Die bisher vorgenommenen Setzungsbeobachtungen haben eine gleichmäßige Setzung des Bauwerkes um durchschnittlich 40 mm ergeben. Die Setzungen und Beobachtungen gehen noch weiter.

**2. Bauwerk 2003.**

In ähnlicher Weise wie Bauwerk Nr. 208 soll westlich von Göttingen im Leinetal bei km 0,883 der Strecke Göttingen—Hannover das Bauwerk 2003 zur Ausführung gelangen (Abb. 9). Die Bohrungen haben dort bis 2 m Tiefe humosen sandigen Lehm angetroffen, darunter bis 6,5 m Mo-Schluff (nat. Wassergehalt 20 bis 25%, Rollgrenze 20—21%, Fließgrenze 27—29%, Kornverteilung s. Abb. 10), darunter sehr festgelagerten kiesigen Ton. Der Grundwasserstand liegt bei 0,9 m unter Geländeoberkante.

Das Bauwerk wird als Dreigelenkbogen mit 9 m Spannweite ausgeführt und auf eine durchgehende Platte, die eine Längsfuge in Richtung der Autobahnachse erhält, zwischen Spundwände von 7 m Länge gesetzt. Das Gewölbe wird in Stampfbeton mit Werksteinverkleidung ausgeführt.

Die Bodenpressung beträgt 1,2 kg/cm<sup>2</sup>. Die Gründungssohle liegt 2,75 m unter Gelände. Das Bauwerk wird von dem Damm 1 m überschüttet.

**3. Bauwerk 262.**

Bei den Bohrungen zum Bauwerk Nr. 262 in km 60,626 südlich von Kassel hat man im Untergrund 1—2 m schmierigen Lehm,

<sup>2</sup> Das Bauwerk Nr. 208 ist als eines der ersten in der OBK Kassel gebaut worden. Da seine Form nicht anspruch, ist diese Ausführung sofort wieder verlassen worden.

darunter 3—4 m sandigen Ton von zäher feuchter Beschaffenheit angetroffen. Hierauf folgt wieder bis etwa 6 m Tiefe schmieriger Löß, darunter lagern sandige Tone (Abb. 11).

Diese Schichten waren infolge des hohen Grundwasserstandes (1—1,5 m unter Geländeoberkante) sehr feucht und plastisch. Feste Schichten sind erst in größerer Tiefe erreichbar.

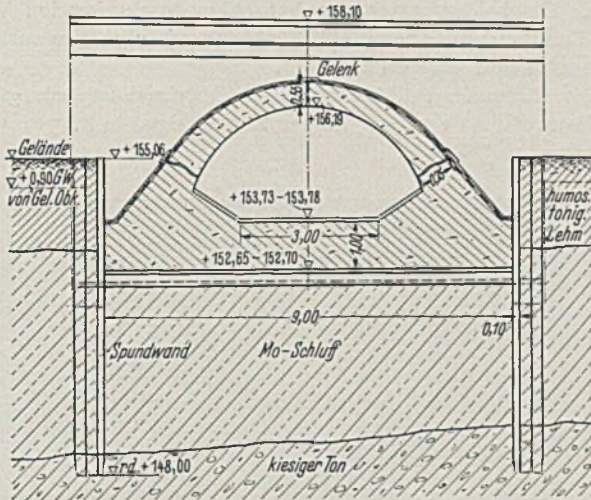


Abb. 9. Bauwerk Nr. 2003, km 0,883 der Rab-Strecke Göttingen—Hannover.

Das Bauwerk Nr. 262 dient zur Unterführung einer Landstraße und ist rechtwinklig zur Autobahn erbaut. Um zu erreichen, daß die Belastung durch die hinter den Widerlagern anschließenden Dammstücke annähernd gleich groß wie die Bodenpressung durch

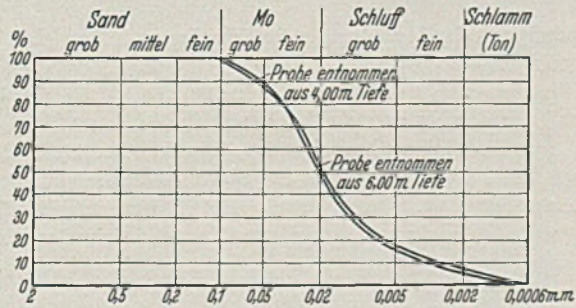


Abb. 10. Kornverteilung des Schluffbodens bei Bauwerk 2003.

das Bauwerk selbst wird, wurden die Fundamente der Widerlager durch sechs Querrippen zu einer gemeinsamen Platte miteinander verbunden. Die Fundamente sind in Richtung der Autobahnachse durch eine Mittelfuge geteilt. Die Querrippen sind armiert. Durch

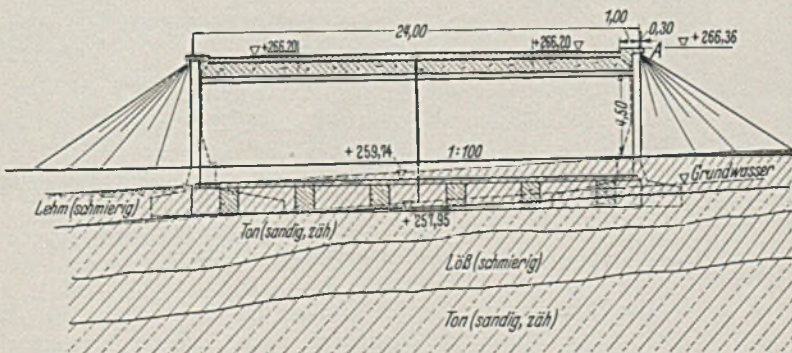


Abb. 11. Bauwerk Nr. 262, km 60,626 der Rab-Strecke Göttingen—Kassel—Fulda.

die Verbindung der Widerlager soll die spezifische Bodenbelastung herabgemindert und ein gleichmäßiges Setzen des Bauwerkes erreicht werden.

Die Gründungssohle liegt bei 1,5—2 m unter Gelände auf dem sandigen Ton. Der Überbau besteht aus einem Eisenbetonrahmen

von 9,6 m Stützweite. Das Bauwerk hat sich seit der vor kurzem erfolgten Fertigstellung noch nicht gesetzt, ebenso haben sich an den Fugen keine Bewegungen gezeigt.

#### 4. Bauwerk 212.

Nach den Bohrergebnissen bei dem nördlichen Widerlager des Bauwerkes 212 in km 40,256, welches die Leipziger Straße und die Waldkappeler Bahn bei Kassel unterfährt, dessen Konstruktion in einem anderen Aufsatz dieses Heftes näher beschrieben ist, war anzunehmen, daß hier bis etwa 3 m Tiefe sandiger Ton und darunter feste Sandsteinbänke angetroffen würden. Die Gründungssohle wurde daher auf die Oberkante des Sandsteins festgelegt (Abb. 12).

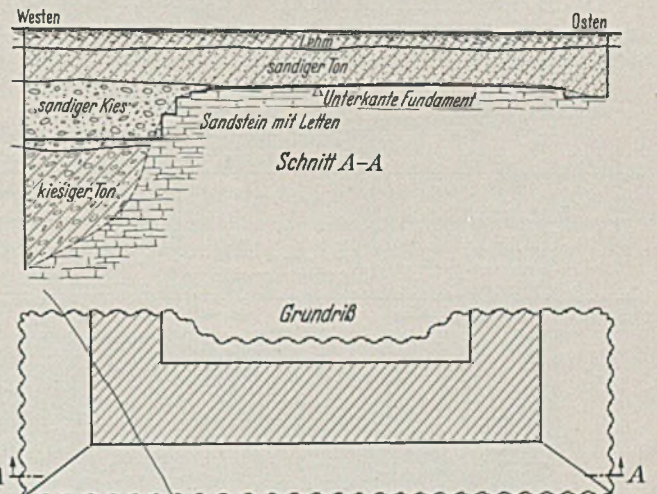


Abb. 12. Bauwerk Nr. 212, km 40,256 der Rab-Strecke Göttingen—Kassel—Fulda.

Die Baugrube mußte gegen den starken Wasserandrang des seitlich unmittelbar vorbeifließenden Losse-Mühlgrabens durch Spundwände gesichert werden. Bei dem Rammen der Spundbohlen zeigte sich, daß diese an der südwestlichen Ecke des nördlichen Widerlager-Fundamentes auf keinen festen Widerstand stießen und abgingen.

Kontrollbohrungen ergaben, daß sich an dieser Stelle die Losse in den früheren Talboden tief eingeschnitten und kiesige Tone und Kiese zur Ablagerung gebracht hatte, die zum Mittragen nicht herangezogen werden konnten, da der übrige Teil des Fundamentes auf Fels stand. Man entschloß sich daher, den auf den Kies- und Tonschichten ruhenden Teil der Fundamentplatte frei auskragen



Abb. 13. Bauwerk Nr. 212. Ausheben des weichen Tonbodens aus der Fundamentgrube.

zu lassen und die auf ihm ruhende Last auf den anderen Teil mit zu übertragen. Die Bodenpressung erreicht den Betrag von 2,34 kg/cm<sup>2</sup>, der in Anbetracht der guten Tragfähigkeit der Sandsteinbänke trotz der Letteneinlagerungen als unbedenklich bezeichnet werden konnte.

Nennenswerte Setzungen am Widerlager haben sich bisher nicht gezeigt.

Beim Aushub der Fundamente für die anschließend besonders gegründeten Flügel wurden die Ramm- und Bohrergebnisse bestätigt. Wie Abb. 13 zeigt, stehen auch hier weiche kiesige Tone an, unter denen festgelagerter Kies folgt, der als Gründungssohle für die Flügel gewählt wurde. Vom Bauwerk abweichende Setzungen haben sich trotz der 12 m betragenden Überschüttung durch den anschließenden Damm auch hier nicht gezeigt.

#### 5. Bauwerk 35.

Das Bauwerk Nr. 35 in km 14,929 dient als Feldwegunterführung und ist als vollwandiger Eisenbetonrahmen von 8 m Lichtweite ausgeführt (System Zweigelenk). Der Untergrund besteht

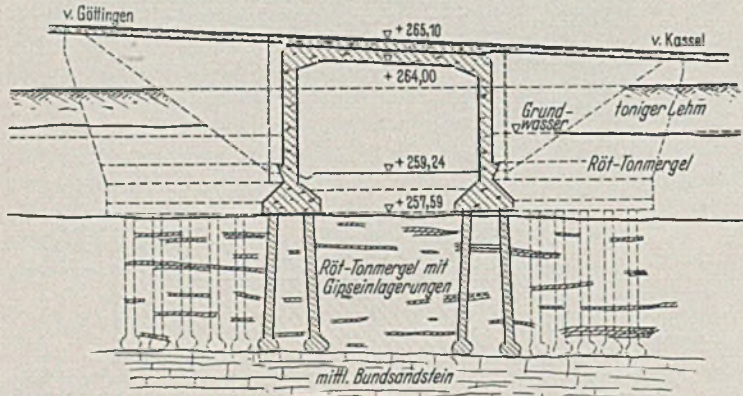


Abb. 14. Bauwerk Nr. 35, km 14,924 der Rab-Strecke Göttingen—Kassel.

bis zu einer Tiefe von etwa 5,5 m aus tonigem Lehm und Rötmergeln, bis etwa 12 m aus festgelagerten Tonmergeln mit vielen Gipseinlagerungen. Darunter folgt mittlerer Buntsandstein, bestehend aus mehreren Meter starken Sandsteinbänken (Abb. 14). Der Grundwasserstand liegt bei etwa 2 m Tiefe.



Abb. 15. Bauwerk Nr. 35. Fundamentsohle des nördlichen Widerlagers mit den Köpfen der Bohrpfähle.

Da der Gips in Wasser löslich ist und zur Bildung von Hohlräumen Veranlassung geben kann, weiterhin die Tragfähigkeit des Tonmergels wegen einzelner Wasserhorizonte fragwürdig erschien, wurde eine Pfahlgründung gewählt und die Pfähle auf den festen Sandstein aufgesetzt.

Insgesamt sind 68 senkrechte und 64 schräge Bohrlöcher bis in den Sandstein hinein mit gewöhnlichen Bohrwerkzeugen abgebohrt und mit Bohrhülsen von 3 mm Wandstärke verrohrt worden (Abb. 15 u. 16). Zwecks Verbreiterung des Pfahlfußes wurden die Rohre auf der Grenze des Tonmergels gegen die Sandsteinbänke unterschritten, worauf das Betonieren der Pfähle erfolgte. Die beiden unter der Autobahn durchgehenden Widerlager-Fundamente haben in Abständen von je 2,5—3 m zusätzlich querversteifende Rippen erhalten.

Die für einen Pfahl vorgesehene Maximallast beträgt 33 t. Das Bauwerk ist erst seit kurzer Zeit fertiggestellt.

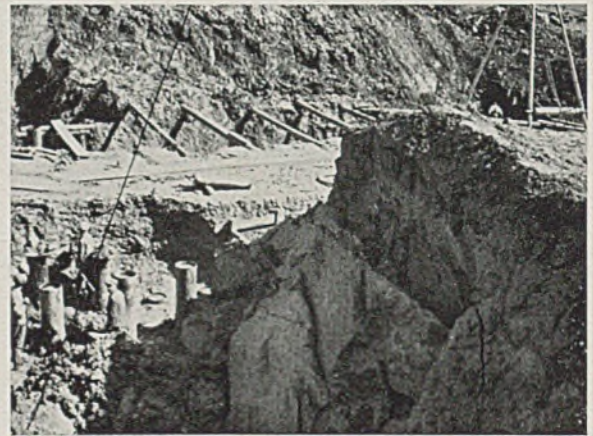


Abb. 16. Bauwerk Nr. 35. Weiche Rötmergel in der Fundamentgrube des nördlichen Widerlagers.

Setzungen oder Bewegungen in den Fugen haben sich bisher nicht gezeigt.

#### 6. Bauwerk 219.

Das Bauwerk Nr. 219, das bei km 42,838 in einem Winkel von  $66^{\circ} 56'$  zur Autobahnachse eine Landstraße überführt, liegt in einem großen Talgebiet, in dem die Stadt Kassel zahlreiche Tiefbrunnen angelegt hat. Es ist hier mit einem Schwanken der Grundwasserstände zu rechnen. Am Bauwerk steht das Grundwasser zur Zeit bei etwa 6,5 m unter Geländeoberkante (Abb. 17).

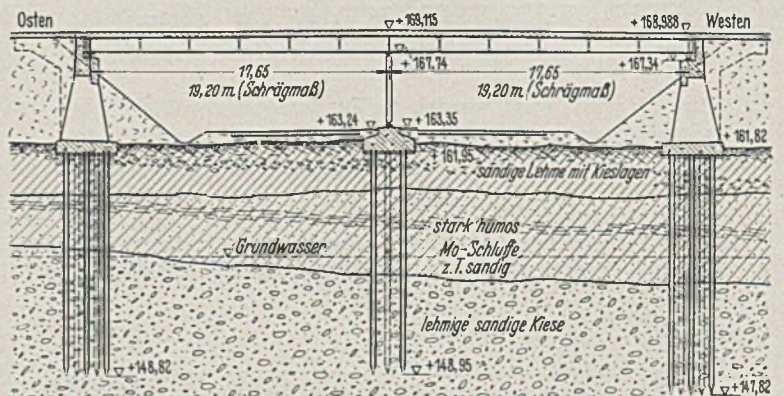


Abb. 17. Bauwerk Nr. 219, km 42,838 der Rab-Strecke Göttingen—Kassel—Fulda.

Die Bodenuntersuchungen ergaben bis durchschnittlich 3 m Tiefe sandige Lehme mit Kieseinlagerungen, darunter folgen stark wechselnde zum Teil sandige Mo-Schluffe (Wassergehalt 20—25%, Kornverteilung siehe Abb. 18) mit einer stark humosen, faul-schlammähnlichen Zwischenschicht (Wassergehalt 35—40%, Rollgrenze 24%, Fließgrenze 58%). Die Mächtigkeit der Schluffe nimmt von Osten nach Westen zu. Unter ihnen lagern lehmige, feinsandige Kiese von gutem Tragvermögen, die unter dem westlichen Widerlager bei rd. 8 m Tiefe und unter dem östlichen Widerlager bei etwa 6 m anstehen.

Es wurde, auch mit Rücksicht auf etwaige Grundwasser-

schwankungen, eine Pfahlgründung mit Rammpfählen aus Eisenbeton gewählt. Die Länge der Pfähle schwankt zwischen 13 und 14 m. Sie trägt unter dem östlichen Widerlager und der Mittelstütze je 13 m und unter dem westlichen Widerlager je 14 m. Die Pfähle, insgesamt 91, stehen sämtlich senkrecht und sind vor dem Rammen an der Baustelle betoniert worden. Da mit dem vom

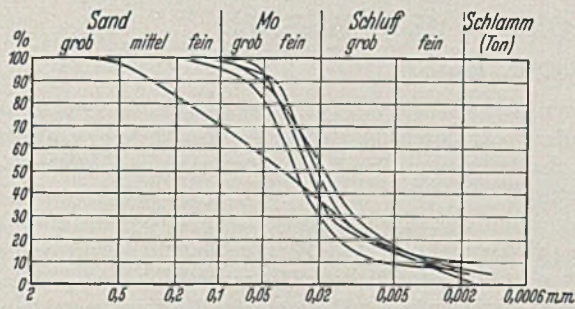


Abb. 18. Kornverteilung des Schluffbodens bei Bauwerk 219.

Hochofenwerk Lübeck bezogenen Tonerdeschmelzzement Festigkeiten von durchschnittlich  $500 \text{ kg/cm}^2$  bereits nach 4 Tagen Abbindezeit erzielt wurden, konnten die Pfähle nach dieser Zeit sofort gerammt werden. Die Pfahlarmierung ist mit der Bewehrung der als Eisenbetonplatten ausgebildeten Fundamente verflochten. Die Abb. 19 zeigt die Freilegung der Pfahlköpfe des östlichen Widerlagers.



Abb. 19. Bauwerk Nr. 219. Freilegen der Pfahlköpfe.

Der Überbau besteht aus einer über 3 Stützen durchgehenden Stahlbrücke mit gleichen Stützweiten von je 19,2 m. Setzungen haben sich bisher nicht gezeigt.

#### Hinterfüllung der Bauwerke, Schutz gegen Setzungen und Frostaufbrüche.

Bei der Hinterfüllung und Überschüttung der Bauwerke ist besondere Vorsicht geboten, weil diese Arbeiten häufig als letzte kurz vor dem Aufbringen der Fahrbahndecke vorgenommen werden und dadurch zu ungleichmäßigen Setzungen zwischen Bauwerk und Damm Veranlassung geben. Die Folgen sind dann ein mehr oder weniger starkes Durchbiegen oder auch Abreißen der Decke an der Übergangsstelle. Gutes Schüttmaterial und sorgfältig ausgeführte Verdichtung sind deshalb hier in allererster Linie erforderlich.

Der aus den Einschnitten und Seitenentnahmen gewonnene Boden im Bereich der OBK Kassel besteht jedoch fast durchweg aus lehmigem, sandig-tonigem und steinigem Material und ist für den vorliegenden Zweck im allgemeinen wenig geeignet. Es macht sich deshalb ein Bezug von Sand und Kies aus den nächstgelegenen Kiesbaggereien der Werra oder Weser erforderlich. Infolge der durch die hohen Fuhrlöhne von den Entladebahnhöfen bis zu den Baustellen bedingten Preise von etwa  $12,- \text{ RM/m}^3$  kann dieses Material jedoch nur zusätzlich Verwendung finden.

Die Hinterfüllung der Bauwerke wird in Lagen von etwa 20 cm Höhe vorgenommen, wobei die Verdichtung zunächst nur durch Handstampfer oder schwache Explosionsrammen erfolgt. Bei Bauwerken mit großer Überschüttung kann ein mechanisches Stampfgerät von etwa 100 kg benutzt werden, wenn die Druckverteilung von  $45^\circ$  über das Bauwerk hinwegreicht (Abb. 20).

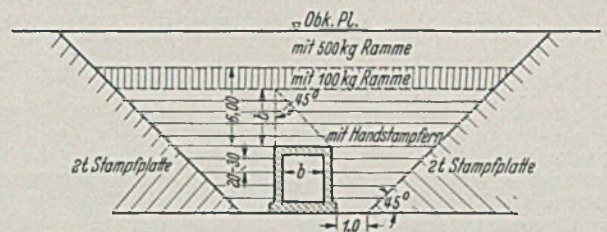


Abb. 20. Anwendungsbereich der verschiedenen schweren Verdichtungsgeräte.

Stärkere Rammen von 200 und 500 kg Gewicht sind zulässig bei einer Überschüttungshöhe von über 6 m, die für die Verdichtung von Erddämmen gebräuchlichen 2 t-Fallplatten erst bei größerer Entfernung von den Bauwerksteilen. In Abb. 21 u. 22 sind die einzelnen Verdichtungsgeräte abgebildet.



Abb. 21. Explosionsramme von 100 kg und 500 kg Gewicht.



Abb. 22. Verdichtungsgeräte: 200 kg-Explosionsramme und 2 t-Fallplatte.

Zwecks Nachprüfung der Verdichtungsarbeiten werden an den Anschlußstellen der Dammteile an die Bauwerke, ebenso wie auf den höheren Dämmen allgemein, Grundpegel eingebaut, um die Setzungsvorgänge beobachten zu können. Die größten bisher im Bezirk der OBK Kassel beobachteten Setzungen bei Dämmen aus Muschelkalkmaterial (bis 10 m hoch) betragen in 6 Monaten 100 mm und für Dämme aus Buntsandsteinschichten geschüttet (bis 22 m hoch) 60 mm in 6 Monaten.

Namentlich bei niedrigen Dämmen macht sich jede Ungleich-

förmigkeit besonders dann an der Fahrbahndecke bemerkbar, wenn die Bauwerke bis dicht an diese heranreichen.

Die Störung der Gleichförmigkeit kann entweder durch Setzungen der Dammstücke hinter diesen Bauwerken oder bei bin-

digen Böden durch Frosterscheinungen hervorgerufen werden. Aus diesem Grund werden die Zwickel zwischen Bauwerk und anschließendem Damm mit Sandkeilen (Neigung etwa 1:10) ausgefüllt, um ein Reißen der Straßendecke zu verhindern.

## STÄHLERNE AUTOBAHNBRÜCKEN BEI KASSEL.

Von Dipl.-Ing. W. Bachmann, OBK. Kassel.

Übersicht: Von drei im engeren Bezirk der Stadt Kassel gelegenen stählernen Autobahnbrücken — der Brücke über das Niestetal, der Brücke über die Leipziger Straße und der Brücke über die Tiefenbachschlucht — werden zunächst die allgemeinen Entwurfsgrundlagen geschildert. Die Querschnittsgestaltung, die Durchbildung der Hauptträgerstöße sowie die Ausbildung der Fahrbahnübergänge an den beweglichen Lagern sind eingehend beschrieben, während die übrigen konstruktiven Einzelheiten kürzer behandelt werden. Die Unterbauten sind nur in ihren Hauptzügen erwähnt.

Die Nord-südlinie der RAB. Göttingen—Kassel—Fulda überquert im engeren Bezirk der Stadt Kassel die nach Osten führenden Straßen und Bahnlinien sowie die kleinen Bäche, die von den Höhen des Kaufunger Waldes der Fulda zuströmen. Die sich in ziemlich unregelmäßiger Form vorschubenden Ausläufer dieses Gebirgszuges geben der Landschaft ein leicht hügeliges Gepräge und bedingten neben den Erfordernissen des Verkehrs und der Landschaftsgestaltung den Bau einer Reihe von mittelgroßen Brücken über die nachstehend das Wesentlichste berichtet werden soll.

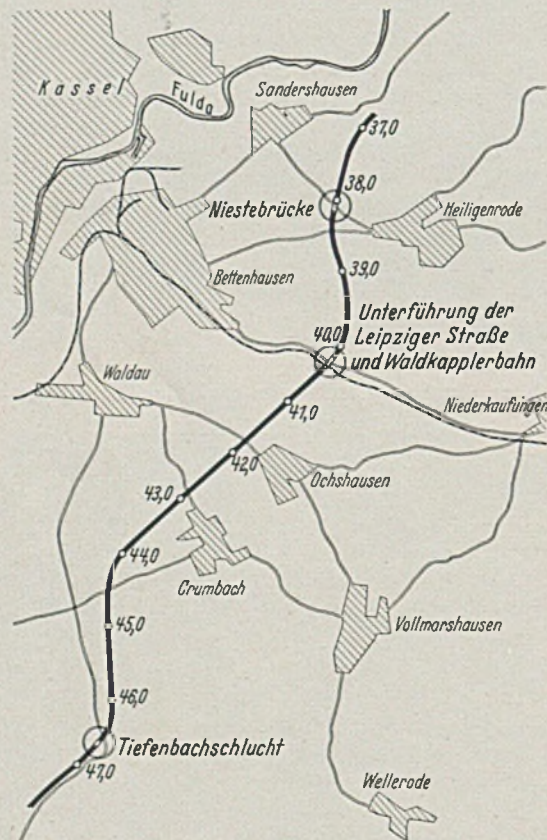


Abb. 1. Lageplan.

### I. Brücke über das Niestetal.

Zunächst kreuzt die RAB-Linie von Norden kommend zwischen Sandershausen und Heiligenrode in gerader Linie mit einer Steigung von 1:1,42 das Niestetal in durchschnittlich 12 m Höhe. Von rein wirtschaftlichem Standpunkt lag es nahe, für die Nieste sowie die Straße Sandershausen—Heiligenrode zwei getrennte einfache Bauwerke von ungefähr je 10 m Lichtweite zu erstellen und dazwischen einen Damm zu schütten. Um jedoch den Blick auf das landschaftlich schön gelegene Heiligenrode von Kassel aus offen zu halten und das freie Durchsicht auf die Fulda gewährende Tal nicht durch einen Damm abzuriegeln, zog man den Bau einer Talbrücke

vor, deren Gesamtlänge von 152 m einerseits durch den Niestebach und andererseits durch die auf der starken Verkehr aufweisenden Straße Sandershausen—Heiligenrode zu wählende Sichtlänge bedingt ist.

Der durch Schürfruben gewonnene Baugrundaufschluß ergab in 4 m Tiefe tragfähigen Kies, so daß keine nennenswerten Setzungen zu erwarten waren. Es wurde daher als Haupttragssystem ein durchlaufender Träger auf 5 Stützen gewählt, dessen Einzelstützweiten sich mit  $l_1 = 36$  m;  $l_2 = l_3 = 40$  m,  $l_4 = 36$  m den örtlichen Gegebenheiten anpassen. Für die Querschnittsausbildung war maßgebend, daß Mittel- und Seitenstreifen bei längeren Bauwerken nicht in der vollen Breite wie auf der freien Strecke zu überführen sind. Der Mittelstreifen wurde daher auf 3,50 m verringert und zur gegenseitigen Abgrenzung der beiden Fahrbahnen auf 2 m Breite erhöht. Der beiderseits verbleibende Rest von 0,75 m dient wie auf der freien Strecke als Schutzstreifen. Dann folgen die normale 7,50 m breite Fahrbahn sowie der seitliche Schutzstreifen von 1 m. Einschließlich der 0,50 m breiten Schrammborde beträgt der Gesamtabstand zwischen den Geländern 21,50 m. Die 4 Hauptträger sind, um eine ruhige Brückenuntersicht zu erhalten, in 6 m Abstand angeordnet und bilden mit den in 4 m Entfernung liegenden, rahmenartigen Querträgern ein ruhiges, klar wirkendes Traggerippe, auf dem die Eisenbetonplatte, von durchgehenden Randlängsträgern und durch Kopflaschen kontinuierlich gestalteten mittleren Längsträgern gestützt, ruht.

Die Fahrbahndecke besteht aus einer 5 cm starken Gußasphaltschicht, 5 cm starken Betonschutzschicht mit Baustahlgewebe-einlage sowie der Isolierung.

Die 22 cm starke Eisenbetonplatte ruht auf den in 3 m, im Außenfeld in 3,10 m Abstand angeordneten Längsträgern und besitzt demnach nur eine quer zur Brückenachse liegende Hauptbewehrung. Die Aufstellung, durch die Höhe des Randlängsträgers bedingt, gestattete eine einfache Anpassung an die Querneigung der Fahrbahn von 1,5% und gewährleistet durch den über den Trägern geschaffenen freien Raum die Zugänglichkeit der gesamten Eisenkonstruktion und die Möglichkeit der Nietauswechslung. Bei der Berechnung der Platte wurden die elastischen Stützensenkungen beachtet. Hierbei wurde die Längsträgerwirkung der zum Teil erheblichen Aufstellungen berücksichtigt und dieselben entsprechend bewehrt. Die bei Einzellasten mitwirkende Plattenbreite wurde gemäß DIN 1075 gewählt. Um dem Schwinden des Betons, den Formänderungen der Brücke und der Lage der Platte in der Zugzone der Hauptträger (über den Stützen) Rechnung zu tragen, wurde die in der Übersichtszeichnung Abb. 2 angegebene Anordnung der Bewegungsfugen getroffen, deren Einzeldurchbildung (Abb. 6) zeigt, daß bei genügender Lagerung ausreichende Längsbeweglichkeit vorhanden ist. An diesen Fugen vermindert sich die mittragende Plattenbreite auf die Hälfte, so daß durch die eingebauten Dehnungsträger eine besondere Stützung geschaffen werden mußte. Die für die Platten hierdurch geänderten Lagerungsbedingungen wurden entsprechend beachtet und führten zu der angedeuteten Längsbewehrung.

Über den Randträger krägt die Eisenbetonplatte — Schrammbord und Geländer tragend — vor und wird in der sich konstruktiv ergebenden Stärke von 40 cm auch über Widerlager und Flügel durchgeführt. In den 0,50 m breiten Schrammborden sind die Kabelformstücke eingebaut, die mit Rücksicht auf die Kabeleinführung in 24 m Entfernung von Kabelschächten unterbrochen werden.

Die mittleren Längsträger sind in 3 m Abstand so zwischen



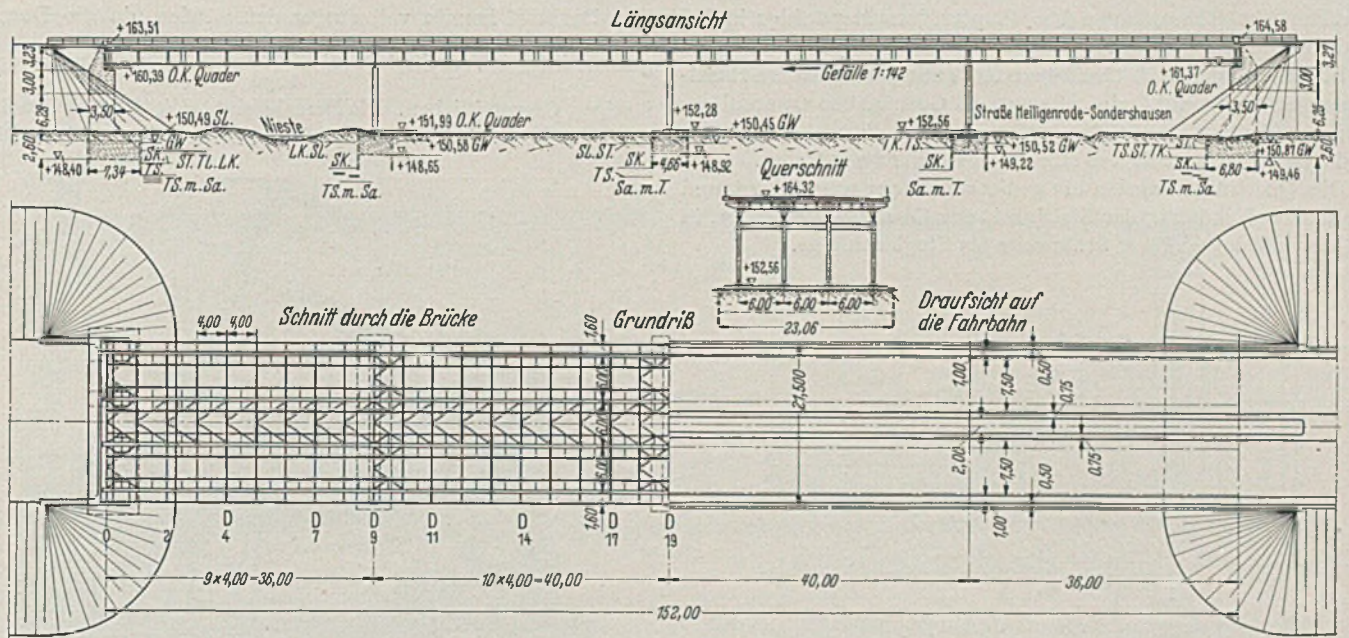


Abb. 2. Übersicht.

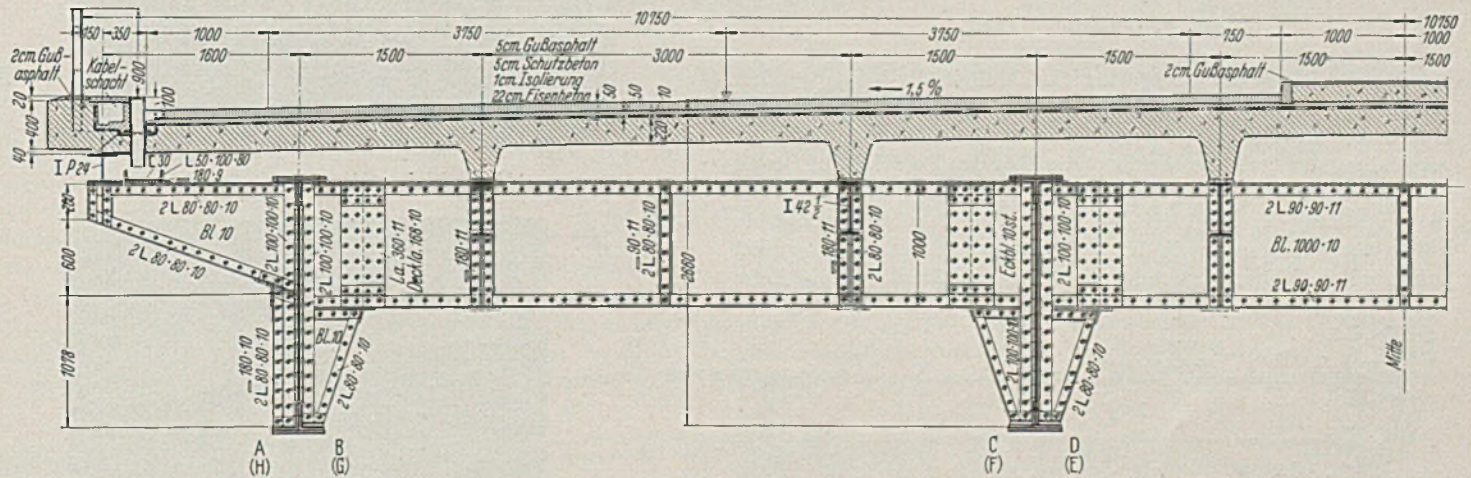


Abb. 3. Querschnitt.

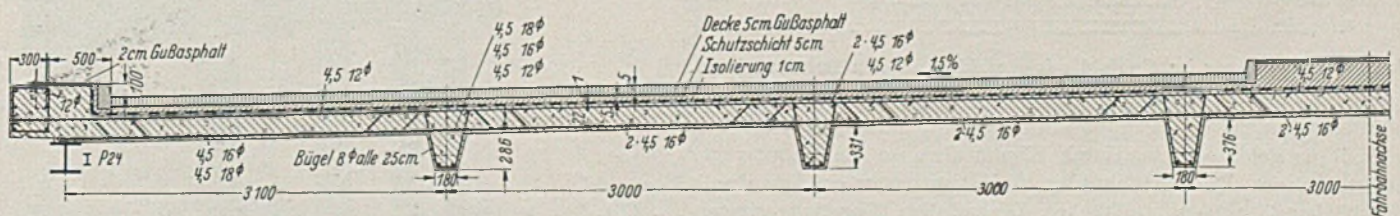


Abb. 4. Bewehrung der Platte.



Abb. 5. Blick auf die Bewehrung zwischen zwei Dehnungsträgern.

den Querträgern angeordnet, daß diese symmetrisch gleich ausgebildet werden konnten. Die Längsträger wurden zur Erzielung einer größeren Steifigkeit etwas überdimensioniert. Der zusätzliche Baustoffverbrauch ist gering und wird allein aufgewogen durch die

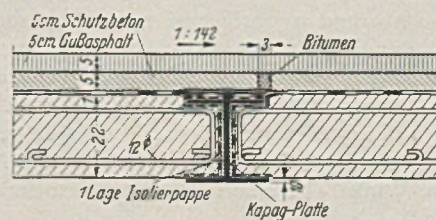


Abb. 6. Schnitt durch einen Dehnungsträger.

Verminderung der Betonplattenstärke und Bewehrung. Beim Anschluß an die Querträger sind die Längsträger auf genieteten Konsolen abgestützt und zur Wahrung der Kontinuität durch Kopfplanken verbunden. Die von der Fahrbahn auf die Längsträger durch die in 2 m Abstand aufgeschweißten Winkelisen übertra-

genen Bremskräfte werden an den Hauptträgerstützpunkten in den Windverband übergeleitet.

Für die auf den Konsolen lagernden, geringer belasteten Randlängsträger wurde, um keine allzu große Gesimshöhe zu erhalten, ein IP 24 gewählt. Die Stöße wurden über den Konsolen angeordnet, da sie dort am wenigsten störend in Erscheinung treten.

Die Querträger wurden als genietete Träger ausgebildet und erhielten zur Erhöhung der Steifigkeit der Gesamtkonstruktion in der Querrichtung 1/6 ihrer Stützweite als Stegblechhöhe.

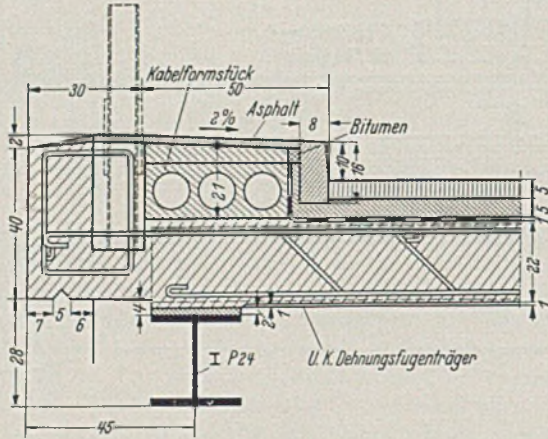


Abb. 7. Gesimsausbildung.

Zur Erzielung der Obergurtknicksicherheit, die bei der großen Längsträgerentfernung nicht ohne weiteres gesichert war, mußte eine besondere Gurtplatte vorgesehen werden. Die rahmenartige Ausbildung der Querträger sichert die über den Portalen auf Druck beanspruchten Hauptträgeruntergurt gegen Ausknicken. Durch die Anordnung der Stegblech-Werkstattstöße wurden die sonst bei untergesetzten Konsolen in den Verbindungsnieten der Gurtwinkel auftretenden Zugbeanspruchungen vermieden. Zur Erhöhung ihrer

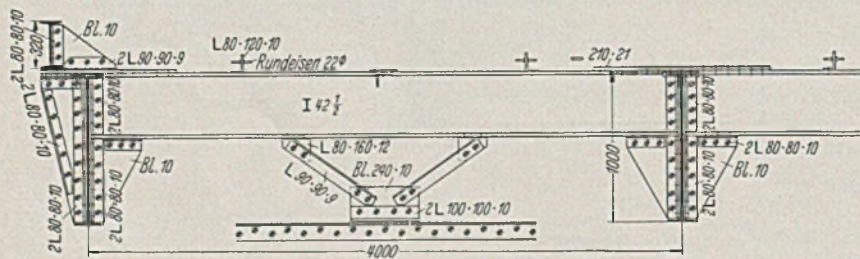


Abb. 8. Längsträger im Endfeld mit Anschluß an den Bremsverband.

aussteifenden, lastverteilenden Wirkung wurden die Querträger mit 75% ihres Feldmomentes durch Kopflaschen an die Hauptträger angeschlossen. Der Anschluß an die Hauptträger erfolgte durch durchgehende, eingepaßte Winkel. Die auf dem Hauptträgeruntergurt liegenden 30 mm starken Ausgleichsbleche waren aus montage-technischen Gründen erforderlich, da die Querträger als werkstattfertiges Bauglied zwischen den bereits in ihrer endgültigen Lage eingebauten Hauptträgern eingeschwenkt wurden und dabei ihre Gesamtbauhöhe den Abstand zwischen den Nietköpfen der Hauptträgergurtungen unterschreiten mußte.

Die ebenfalls in 4 m Abstand angeordneten, 1,60 m vorkragenden Konsole tragen den Randlängsträger sowie die Entwässerungsrinne, sind mit den Hauptträgerobergurt durch eine besondere Lasche zugfest verbunden und mit ihrem Auflagerdruck an die durchgehenden, eingepaßten Aussteifungswinkel angeschlossen. Der Konsoluntergurt ist in gleichbleibender Breite durch den Aussteifungen vorgesetzte Winkel bis zum Hauptträgeruntergurt heruntergeführt (Abb. 10).

Alle vorgeschriebenen Konstruktionsteile wurden in St 37 ausgeführt.

Für die Hauptträger wurde St 52 gewählt, um bei der aus architektonischen Gründen mit 1/20 der Stützweite angenommenen Stegblechhöhe von 2 m keine allzu schweren Profile zu erhalten.

Der Baustoff konnte voll ausgenutzt werden, da die Durchbiegungen infolge Verkehrslast mit  $\frac{1_1}{1050}$  und  $\frac{1_2}{920}$  weit unter der zulässigen Grenze blieben. Die Berechnung erfolgte unter Beachtung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente mittels Einflußlinien.

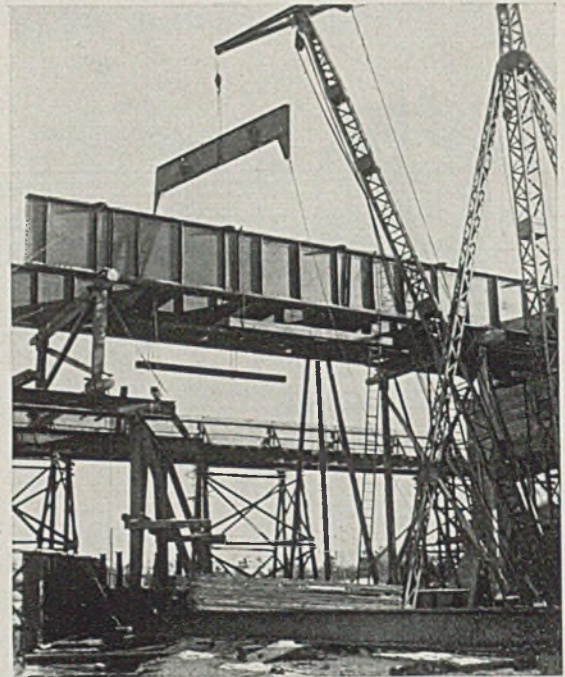


Abb. 9. Einbau eines Querträgers.



Abb. 10. Blick auf Pendelportal und Konsole.

Die Abweichungen gegenüber der Berechnung mit  $J = \text{const.}$  betragen für

- die Momente in den Endfeldern . . . -2 %
- „ „ in den Mittelfeldern . . . -4,4 %
- über den Seitenstützen . . . +2,8 %
- über der Mittelstütze . . . +1,0 %

Hieraus ergibt sich, daß es nicht gängig ist, den Einfluß der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes zu vernachlässigen, da ein Ausnutzen der zulässigen Spannungen besonders bei der derzei-

tigen Lage als selbstverständlich vorausgesetzt werden darf und somit bei Nichtbeachtung unzulässige Spannungsüberschreitungen erfolgen würden.

Die Stöße der Hauptträger liegen den normalen Materiallängen entsprechend in 12 m Entfernung jeweils zwischen zwei Querträgern und sind als Baustellenstöße ausgebildet (Abb. 11). Der Steg-

bildet und erfordert deshalb eine erhöhte Anzahl von Montagenieten.

Zur Erzielung ausreichender Beanspruchung der 16 mm starken Stegbleche wurden in den Drittelpunkten lotrechte, nur innen liegende  $L\ 100 \cdot 150$  vorgesehen, deren Schenkelstärke den Querkräften entsprechend wechselt.

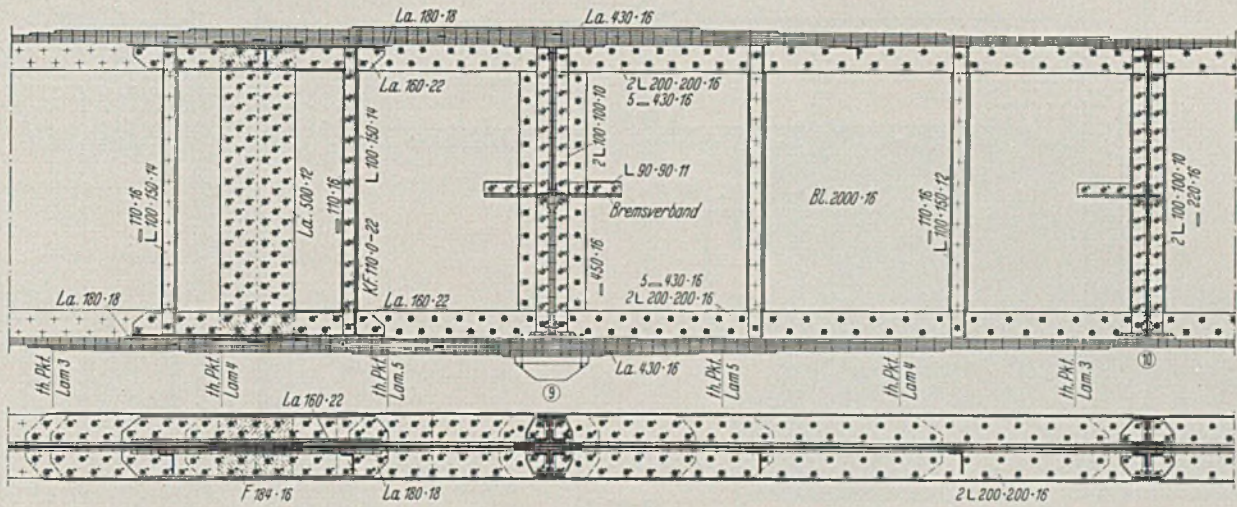


Abb. 11. Hauptträger-Baustellenstoß.

blechstoß ist durch zwei auf ganze Höhe durchgehende Stoßlaschen gedeckt. Die Gurtwinkel stoßen stumpf gegen die Laschen an und sind durch Flachbleche gedeckt. Die an Stelle des waagerechten Winkelschenkels auf Stoßlaschenbreite liegenden Futter  $184 \times 16$  werden zur Stoßdeckung der ersten Gurtplatte herangezogen, wodurch sich die Stoßlänge um 2 Nietpaare verringert. Um bei der Montage das Einfädeln zu ersparen, wurden in der zweiten Gurtplatte zwei Stoßstellen angeordnet. Das Zwischenstück deckt mit den bereits erwähnten Futterstücken den Stoß der ersten Gurtplatte. Die dritte Gurtplatte deckt die beiden Stöße der zweiten Gurtplatte, während die vierte sie im Deckungsbereich der Stöße der zweiten Gurtplatte ersetzt. Die dritte und vierte Lamelle sind

Bei den beiden mittleren Hauptträgern wurde der über die Endlager überstehende Teil soweit ausgeschnitten, daß zu Kontrollzwecken auf der Auflagerbank ein Durchgehen möglich ist.

Zur Aufnahme der quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte wurde zwischen den beiden mittleren Hauptträgern ein K-förmiger Windverband in der Ebene der Querträgeruntergurte angeordnet. Diese Höhenlage entspricht der neutralen Achse der Hauptträger, so daß der Verband keine Zusatzspannungen aus der Hauptträgerdeformation erhält. Die in Brückenrichtung auf die Fahrbahn wirkenden Brems- und Reibungskräfte werden an den Unterstützungspunkten der Hauptträger durch besondere — zwischen den mittleren Hauptträgern in den Windverband eingegliederte — Verbände auf die Hauptträger und somit Endwiderlager übertragen. (Abb. 13.) Die quergerichteten Kräfte werden durch den Windverband unter Beanspruchung der durchlaufend konstruierten Querträger als Rahmen auf die Endwiderlager und Pendelportale übertragen.

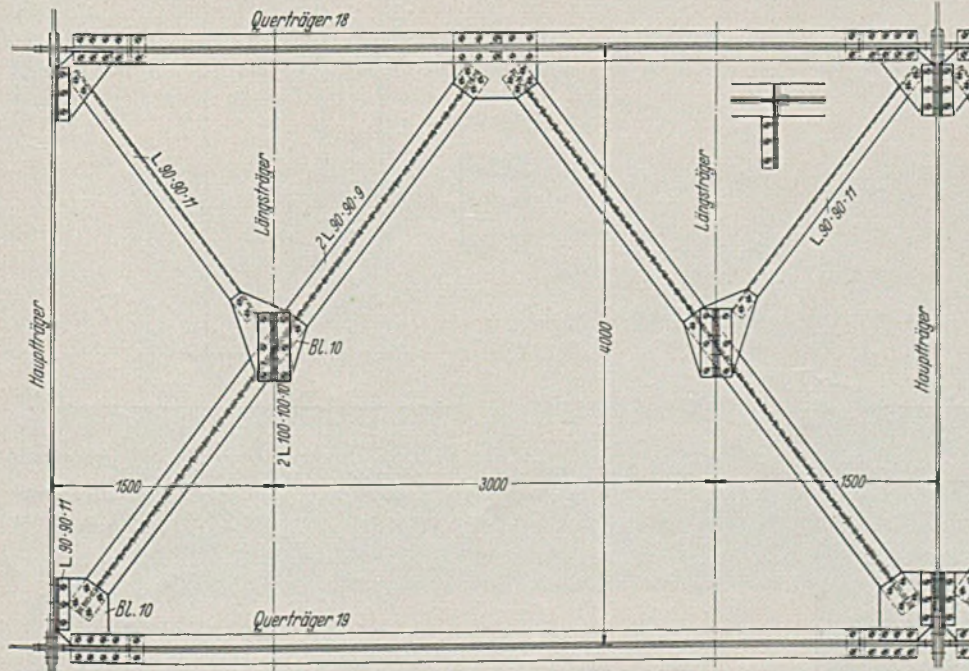


Abb. 12. Wind- und Bremsverband.

aus den bereits erwähnten Gründen ebenfalls gestoßen und durch die folgenden Platten oder eine zusätzliche Lasche z. T. indirekt gedeckt, wobei dann die erforderliche Nietzahl entsprechend der GE erhöht wurde. Der Stoß ist als einseitiger Treppenstoß ausge-

Die vierstieligen Portale sind mit durchgehenden Riegel ausgebildet. Die Stiele, aus  $[$ - und Flacheisen zusammengenietet, wurden mit Rücksicht auf ihre spätere Unzugänglichkeit mit Beton ausgefüllt, wodurch sich auch ihre Knickfestigkeit wesentlich erhöhte. Die Riegel sind als Kastenprofile konstruiert. In der Obergurtlamelle angebrachte, durch verschraubte Laschen gedeckte Einsteiglöcher sichern die spätere Kontrollmöglichkeit. Die Aufnahme der Eckmomente ist durch in Riegelhöhe durchgehende starke Bleche gewährleistet und hierdurch jegliche Nietzugbeanspruchung ausgeschaltet.

Die Lager wurden unter Berücksichtigung der bei der großen Brückenbreite auch in der Querrichtung zu erwartenden Formänderungen als Punktkipplager ausgebildet.

Zur Entwässerung der Fahrbahn sind bei dem geringen Längsgefälle in 24 m Abstand kombinierte Flächen- und Seiteneinläufe (Abb. 3), bei denen gleichzeitig die Dichtungshaut mit angeschlossen ist, angeordnet. Dieselben leiten das Wasser in die hinter den Randlängsträgern versteckt auf den Konsolen durchlau-

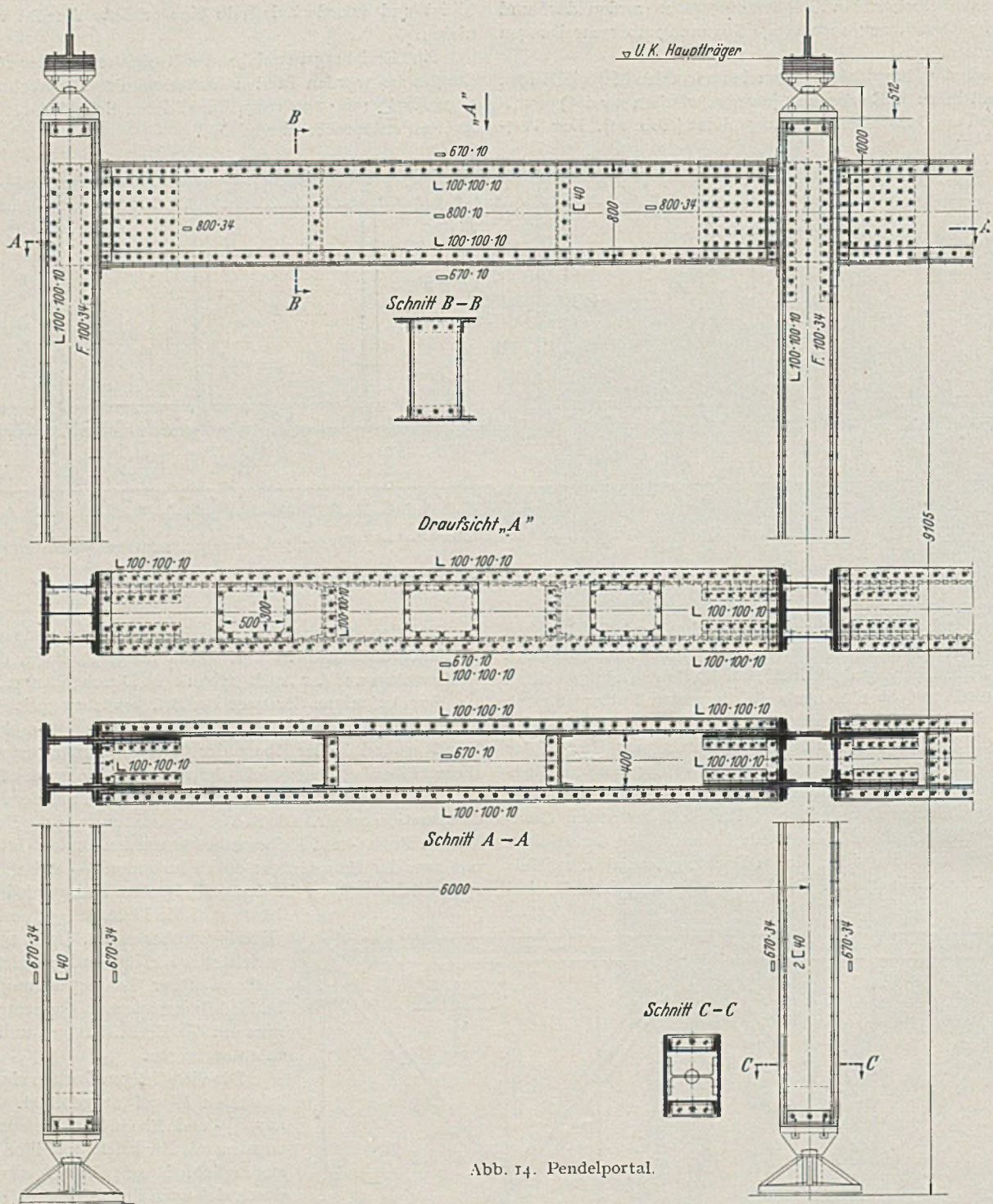


Abb. 14. Pendelportal.

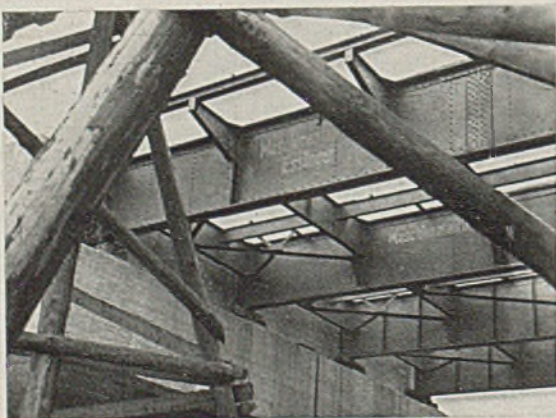


Abb. 13. Wind- und Bremsverband am Widerlager.

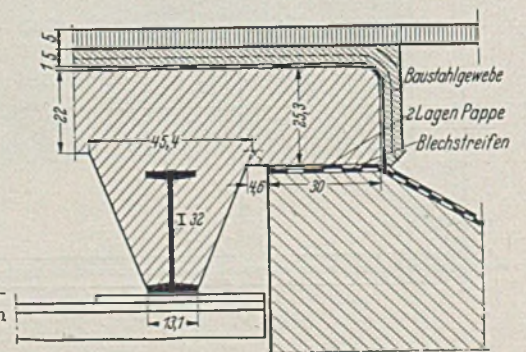


Abb. 15. Fahrbahn-  
übergang am festen  
Lager.

fenden  $\square$ -Rinnen. Von der am nördlichen Widerlager angebrachten Sammelrinne wird das Wasser zunächst durch ein in Widerlagermitte verdeckt liegendes Abfallrohr und sodann im offenen Gerinne der Nieste zugeführt.

Der Übergang der Fahrbahn am festen Lager (nördliches Widerlager) konnte in Anbetracht der geringen, nur aus der Durchbiegung im Endfeld resultierenden Verschiebungen in einfacher Weise gestaltet werden (Abb. 15).

Das über den an den Endquerträgern angebrachten Konsolen durchgehende und an den Randlängsträgern angeschlossene I 32 hat in statischer Hinsicht dieselbe Funktion wie die bereits erwähnten Dehnungsträger.

Die Eisenbetonplatte krabt bis Hinterkante Kammermauerwerk vor und ist beidseitig als Kragarm armiert. Die Gleitmöglichkeit ist dadurch gesichert, daß zwischen den beiden auf der Kammer liegenden glatten Papplagen ein Gleitblech angeordnet wurde.

Vor der Beschreibung des Fahrbahnübergangs am beweglichen Lager im einzelnen, sollen die allgemeinen hierfür zu beachtenden Grundsätze zusammengestellt werden.

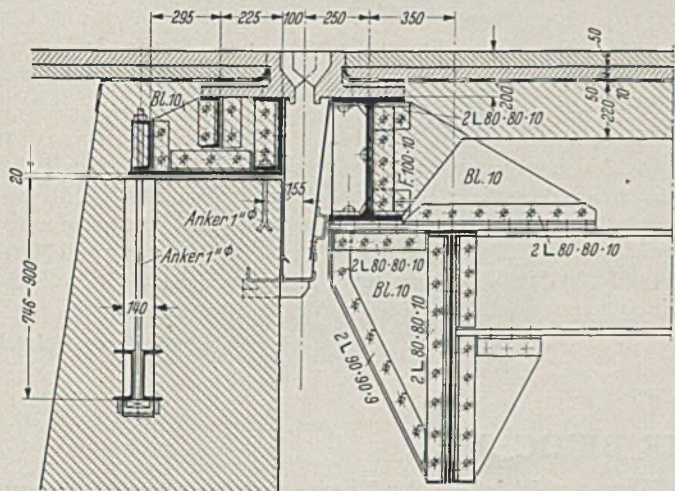


Abb. 16. Fingerkonstruktion.

1. Die Länge der Finger wird bestimmt durch die Längenänderungen infolge Temperatur und Verkehrslast — hierbei ist vorausgesetzt, daß die Konstruktion auf der Kammermauer erst nach dem Aufbringen der vollen ständigen Last ausgerichtet und untergossen wird.

2. Die Fingerbreite ist dadurch begrenzt, daß auf der Autobahn Räder mit Hilfsmotor zugelassen sind und somit die Fugenbreite 40 mm nicht überschreiten darf.

5. Die Zugänglichkeit der Konstruktion ist zu gewährleisten. Der Fahrbahnübergang wurde als frei vorkragende Fingerkonstruktion ausgebildet. Die Finger besitzen eine Länge von  $2 \cdot \Delta l_t + \Delta l_p + 30 = 2 \cdot 62 + 6 + 30 = 160 \text{ mm}$ ; die Fingerbreite beträgt 30 mm, die Fugenbreite  $30 + 2 \cdot 5 = 40 \text{ mm}$ . Entsprechende Ansätze an den Stahlgußstücken sichern das Abtropfen des eindringenden Wassers. Zur Aufnahme der Gußkörper ist auf dem Überbau ein besonderer, der dachförmigen Fahrbahn angepaßter, geschweißter Träger angeordnet, der in Anbetracht der Kragarmwirkung der Fingerkonstruktion neben der normalen Belastung



Abb. 17. Südl. Widerlager.

auch auf Verdrehung berechnet wurde. Auf dem Kammermauerwerk sind die Gußkörper zunächst mit einer aus  $\square$ -Eisen zusammengesetzten Konstruktion verschraubt und somit auf einfache Weise auswechselbar. Diese Konstruktion ist durch Anker, die in einbetonierte Ankerbarren eingreifen, mit dem Mauerwerk zugfest verbunden. Die Fahrbahn hat ein Gefälle von 1 : 142, die Fingerkonstruktion bewegt sich bei Temperaturänderungen unter Voraussetzung horizontaler Lage der Grundplatte auf einer Ebene mit der Neigung  $h_b : l = 2,66 : 152 = 1 : 57$ .

Bei einer Längenänderung von  $\Delta l_t = + 62 \text{ mm}$  ist dann die Differenz, die in der Höhenlage der beiden Fingerkonstruktions-teile gegeneinander auftritt,  $\Delta h = 62 \left( \frac{1}{57} - \frac{1}{142} \right) = 0,65 \text{ mm}$ . Dieser Wert ist praktisch bedeutungslos, da die Finger immer auf dem vorderen Teil etwa 5 mm angeschrägt werden. Um das Oberflächenwasser, soweit dies technisch möglich, von dem Fahrbahnüber-

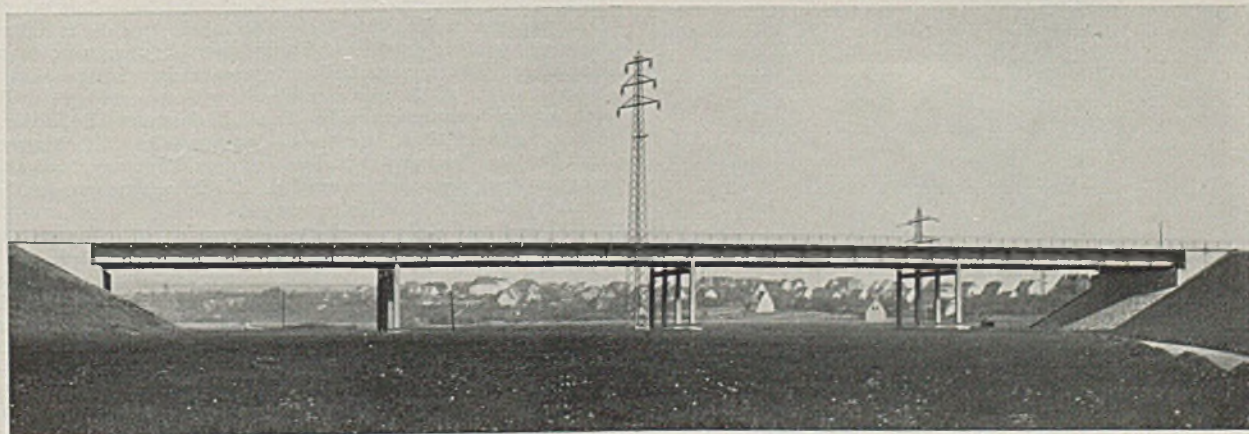


Photo Staudé, Kassel.

Abb. 18. Niestebrücke von Heiligenrode gesehen.

3. Die Fingerkonstruktion muß sich stets in der Fahrbahnneigung bewegen, so daß störende Absätze in der Fahrbahn vermieden werden.

4. Das Tagewasser ist nach Möglichkeit vor der Fingerkonstruktion abzuführen, damit Verschmutzen oder Festfrieren verhindert wird.

gang fernzuhalten, wurden in den Flügeln zwei Einlaufkästen eingebaut, deren Ausfluß in die vor dem Kammermauerwerk durchgehende Rinne mündet. Die zum Schutze der Konstruktion angebrachten Tropfbleche bestehen aus handlichen Tafeln, die zum Zwecke der Rinnensäuberung sowie zur Anstricherneuerung abnehmbar gestaltet sind.

Die Schrammbordübergänge sowie die Dehnungsfugen in den Geländern bedürfen keiner Erläuterungen.

Im folgenden sei noch kurz auf die Unterbauten eingegangen. Wie bereits bemerkt ergab der Baugrundaufschluß in 4 m Tiefe festgelagerten Kies, darunter Sand und in 6 m Tiefe Sandstein. Über dem Kies lagert eine stärkere Lehmschicht. Alle Schichten sind von dünnen Tonschichten durchsetzt. Der Grundwasserstand ist sehr hoch. Der Grundwasserandrang wurde durch Leerpumpen der Schürftgruben mit 10 000 l/h bei einer Grundfläche von 4 m<sup>2</sup> als reichlich festgestellt. Da außerdem die Prüfung der entnommenen Wasserproben freie Kohlensäure und Gehalt an schwefelsauren Salzen ergab und somit eine Isolierung der Fundamente notwendig war, wurde Umschließung der Baugruben mit Spundwänden der offenen Wasserhaltung als billiger und zweckmäßiger vorgezogen. Zunächst war bei drei Fundamenten keine Wasserhaltung erforderlich, da die beim Rammen durchfahrenen Tonschichten im Verein mit den Spundwänden die Baugruben vollkommen abdichteten. Bei den zwei in der Nähe der Nieste liegenden Baugruben wurde durch die feste Umschließung eine wesentliche Verminderung des Grundwasserzustroms erzielt. Auf die Bausohle wurde zunächst eine rd. 15 cm starke Betonschicht mit Baustahlgewebe unter Verwendung von Erzzement aufgebracht und eine gleiche Schicht zwischen Spundwand und einer besonderen Innenschalung hergestellt. In dem so gebildeten Trog wurde die Isolierung aufgeklebt und dann die Fundamentkörper betoniert. Die Fundamente der Pendelporale sind als durchgehende, bewehrte Bankette ausgebildet. Die Widerlager sind aufgelöst in eine durchgehende Fundamentplatte und 4 aufgehende Pfeiler, die durch die Auflagerbank verbunden

sind. An den Außenpfeilern sind die Flügel angehängt. In Anbetracht der großen, zusammenhängenden Massen erwies sich die Verwendung einer Betonpumpe als wirtschaftlich.

Die Fahrbahnplatte wurde — zunächst ohne Gesims — in vier Betonierungsgängen hergestellt, wobei die Dehnungsfugenträger die Begrenzung der Abschnitte bildeten. Zuerst wurden die Abschnitte in Feldmitte, dann die an den Endlagern und zum Schluß über den Stützen betoniert. Nunmehr wurden die Gesimse nach Ausrichten der Schalung in einem Arbeitsgange fertig gestellt.

Ein fahrbarer Aufzug gestattete den Beton zur jeweiligen Arbeitsstelle zu bringen, ohne daß die Förderung über bereits betonierte jedoch noch nicht abgebundene Felder erfolgen mußte.

Zur Herstellung des Bauwerks wurden benötigt:

8 470 t Sand und Kies,

1 290 t Zement,

164 t Rundeisen,

1 066 t Stahl (520 t St 37; 483 t St 52; 33 t Stg 52, 81 S).

Die Gesamtbausumme beträgt 720 000 RM oder je m<sup>2</sup> Grundfläche 220 RM.

Die Bauzeit betrug 10 Monate.

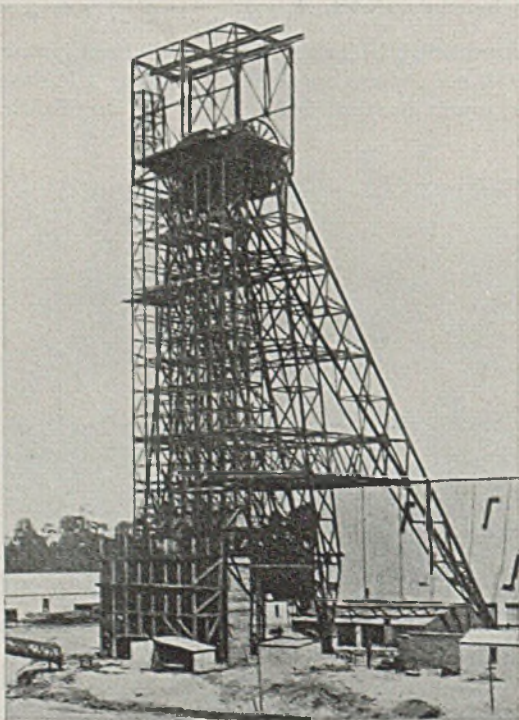
Die Ausschreibungsunterlagen wurden im Benehmen mit der OBK von Zivilingenieur Dr.-Ing. Schäfer in Frankfurt a. M. bearbeitet. Die Erd-, Beton- und Eisenbetonarbeiten wurden von der Baugesellschaft C. Kallenbach ausgeführt. Die Lieferung und Montage der Stahlüberbauten war der Arbeitsgemeinschaft Gg. Noell & Co. in Würzburg und Maschinenfabrik Eßlingen übertragen.

(Fortsetz. folgt.)

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Fördergerüst für den 6-trümmigen Schacht einer 2000 m tiefen Erzgrube in Südafrika.

Head, Wrightson and Company, Limited, Thornaby-on-Tees berichten ausführlich und mit zahlreichen Abbildungen über das Fördergerüst für „South Deep Shaft, Simmer and Jack Mines“ in Südafrika. Die in Höhe Zechenflur stehenden, elektrischen Fördermaschinen sind bereits früher an gleicher Stelle beschrieben worden.



Es handelt sich um einen 6-trümmigen rd. 2000 m tiefen Schacht mit rechteckigem Querschnitt. Die 6 Abteilungen haben je 3,05 · 1,57 m Grundfläche innerhalb der Zimmerung und liegen mit den Breitseiten nebeneinander. Von Rasenhängebank bis zur Seilscheibenbühne liegt daneben noch ein gleichfalls vom Fördergerüst geführter Aufzug, so daß

das Führungsgerüst insgesamt 7 Trumme umfaßt. Alle 6 Abteilungen des Schachtes werden zum Fördern von Erz benutzt. Da je 2 Abteilungen eine Förderung bilden, so sind zusammen 3 elektrische Fördermaschinen vorhanden. Die — von den Fördermaschinen aus gesehen — linke Förderung ist mit dreigeschossigen Körben ausgerüstet, von denen jeder bei der „Seilfahrt“ 81 Personen tragen kann, während die beiden übrigen Förderungen für „Skip-Förderung“ mit Gefäßen von je 8 t Inhalt eingerichtet sind.

Die Achsen der Seilscheiben liegen 49 m über Rasenhängebank, womit das Gerüst aber nicht — wie der Berichtersteller meint — das höchste Fördergerüst ist („Hannibal“ in Bochum und „Minister Stein“ in Dortmund sind noch einige m höher). Die horizontale Entfernung von den Fördermaschinen bis zur Schachtachse beträgt 66 m. Das Fördergerüst hat die allgemeine Form der auch bei uns im Ruhrgebiet vertretenen Bockgerüste, bei denen die Hauptstrebe mit einem lotrechten Joch das Haupttragssystem bildet, während das Führungsgerüst sich nur hieran anlehnt und aus dem normalen Förderbetrieb keinerlei Belastung erhält. Das vorgenannte lotrechte Joch (Vorderbein) und die Hauptstrebe (Hinterbein) laufen in der Seilscheibenachse zusammen, so daß von hier aus eine klare Abführung der Seilkräfte gewährleistet ist. Das Führungsgerüst braucht daher nicht noch irgendwelche Komponenten der Resultierenden, die ja bekanntlich nicht für alle Belastungsfälle in dieselbe Achse fallen, weiterzuleiten, wie es bei den normalen „Strebengerüsten“ der Fall ist. Das Bockgerüst ist insofern dem Strebengerüst weit überlegen, wenn es auch etwas schwerer wird. Die Schwingungen des Gerüstkopfes werden jedenfalls erheblich geringer.

Der Baustoff für das Haupttragwerk ist ein hochzugfester „Ducol“-Stahl, der eine beträchtliche Gewichtsersparnis ermöglichte.

Im übrigen ist das System ein eng unterteiltes räumliches Fachwerk; das als Vorderbein dienende lotrechte Joch hat in Höhe der Seilscheibenbühne in der Querrichtung eine Breite von 13,7 m und am Fuß eine Basis von 26 m; die gleiche Spreizung hat das Hinterbein.

Das Entleeren der Gefäße der Skipförderung erfolgt durch selbst tätiges Kippen. Beim „Übertreiben“ werden die Förderkörbe, bzw. Gefäße nicht von Prellträgern aufgehalten und dann nach Abreißen des Förderseiles von Fangstützen aufgefangen, sondern es ist die in England übliche Seilauslösung angeordnet, bei der das Seil unterhalb der Seilscheibe selbsttätig ausgeklinkt und der Korb durch Fanghaken gehalten wird (in Deutschland verboten). (Nach Engng. 143 [1937] S. 33.)

E. A c k e r m a n n, Bochum.

### Stählerne Vollwandbalkenbrücken in den Vereinigten Staaten.

In Syracuse im Staate New York wurden die seit 97 Jahren durch die Straßen der Stadt führenden Gleise der New York Central R. R. hochgelegt. Im Stadtgebiet waren dazu 31 Brücken erforderlich, auf

deren architektonische Ausgestaltung besonderer Wert gelegt wurde. Da die hierbei beschrifteten Wege ungewöhnlich sind, sollen zwei typische Bauwerke kurz beschrieben werden.

Die Abb. 1 und 3 stellen das erste Beispiel dar. Besonders auffallend sind die Ornamente in den von den Gurten und den senkrechten Aussteifungen gebildeten Feldern, sowie die mit Zementmörtel aus-

so reich wie beim ersten Beispiel, als Verzierung wurden lediglich Stahlblechgesimse an den Obergurten der äußeren etwas höheren Hauptträger angeordnet.

Beiden Brücken gemeinsam ist die durch die Gesimse verhältnismäßig groß erscheinende Trägerhöhe und daß die Zwischenpfeiler bis über die Trägeroberkante hinausgeführt sind. Hierdurch und durch die



Abb. 1.



Abb. 2.

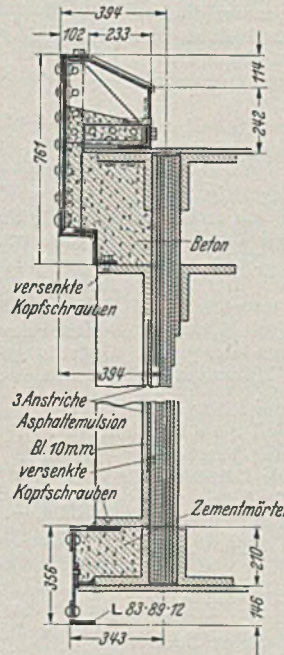


Abb. 3.

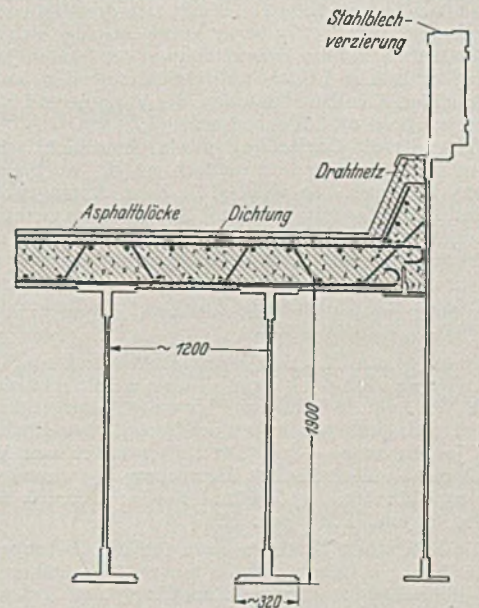


Abb. 4.

gefüllten Gesimskonstruktionen an Ober- und Untergurt. Über die senkrechten Aussteifungen wurden verzierte Bleche gehängt. Am Untergurt wird die wechselnde Anzahl der Gurtplatten durch ein unten vorstehendes Blech mit einem Saumwinkel unsichtbar gemacht.

Das andere Bauwerk ist in der Abb. 2 und 4 dargestellt. Hier fällt besonders der leicht gekrümmte Untergurt auf. Der Schmuck ist nicht

Verzierungen des Stegblechs des ersten Beispiels entsteht eine ausgesprochen senkrechte Gliederung der Bauwerke, wodurch sie infolge ihrer geringen Höhe über der Straße für unsere Begriffe etwas zu schwer wirken. [Nach Ingng. News Rec. 117 (1936) S. 881.]

Dipl.-Ing. K. H. Seegers, Mainz.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Gütebestimmung des Einheitslackfirnisses in einer RAL-Vereinbarung.

Der Reichsausschuß für Lieferbedingungen (RAL) beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit (RKW) hat kürzlich in Druckschriftenform unter dem Titel

„Bezeichnungsvorschriften, Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Einheitslackfirnis RAL 848 F“

den Inhalt der neuesten RAL-Vereinbarung veröffentlicht, an der wieder die interessierten Organisationen der Erzeuger, Händler, Verarbeiter und Verbraucher, die Behörden, wissenschaftliche Forschungsanstalten und sonstige maßgebliche Stellen unter Federführung des RAL mitgewirkt haben.

Die Ursachen der unzureichenden deutschen Leinölversorgung sind allgemein bekannt. Man wird sich erinnern, daß die folgerichtige Umstellung der deutschen Wirtschaft auf diese Gegebenheit besonders durch die Anordnung 12 der Überwachungsstelle für industrielle Fettversorgung vom 21. November 1935 und den in Gemeinschaftsarbeit der Leinölfirnisfabrikanten, der Lackindustrie und der Hersteller von Kunstharzen entwickelte Einheitslackfirnis gekennzeichnet war. Nachdem die besondere Eignung und Wirtschaftlichkeit dieser neuen Firnisart außer Frage stand, wurde lange vor Verkündung des Vierjahresplans die Grobherstellung des Einheitslackfirnisses aufgenommen. Seit März 1936 ist der Einheitslackfirnis im Verkehr und besonders unter der Marke „EL-Firnis“ (Einheits-Lack-Firnis) bekannt. Schon damals wurden Vorläufige Lieferbedingungen für diesen EL-Firnis aufgestellt, die zunächst über den neuen Werkstoff Aufschluß geben sollten. Um das Vertrauen der Verarbeiter und Verbraucher in die Güte und Brauchbarkeit des Einheitslackfirnisses noch mehr zu stärken und diesen Kreisen einen notwendigen und brauchbaren Maßstab in die Hand zu geben, wurde von der Überwachungsstelle für industrielle Fettversorgung der Reichsausschuß für Lieferbedingungen (RAL) beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit (RKW) veranlaßt, den Begriff und die Güte des Einheitslackfirnisses im Rahmen einer RAL-Vereinbarung festzulegen.

Während der Arbeiten an der Festlegung der Güteansprüche wurde jedoch nicht nur eine Rücksichtnahme auf die veränderte Rohstoffversorgungsanlage notwendig, sondern es galt auch, gleichzeitig dabei die Forderung der Verarbeiterkreise nach erhöhter Viskosität des neuen Werkstoffes zu erfüllen. In dem neuen Einheitslackfirnis steht heute

den Verarbeiterkreisen ein Werkstoff zur Verfügung, der für Innenanstrichzwecke an die Stelle von Leinölfirnis treten soll. Die Einführung des Einheitslackfirnisses erfolgte jedoch nicht nur, um die aus nationalwirtschaftlichen Gründen gebotene Einsparung an Leinöl zu erreichen, sondern vor allem auch, um zu vermeiden, daß der Markt mit minderwertigen und deshalb unwirtschaftlichen Firnissen beliefert wird, die an Stelle von Leinölfirnis verwendet werden können. Die Vereinbarung sieht deshalb für den Einheitslackfirnis eine in gewissen Grenzen schwankende Zusammensetzung vor, die unter jeweiliger Berücksichtigung nationalwirtschaftlicher Belange ein relativ wirtschaftliches und für den vorgesehenen Verwendungszweck geeignetes Erzeugnis gewährleistet.

Die neue RAL-Druckschrift ist beim Beuth-Verlag, Berlin SW 19, Dresdener Straße 97, zu beziehen. Der Stückpreis beträgt RM 0,40 zuzüglich Versandkosten.

### Internationale Binnenhafen-Konferenz in Köln.

Am 24., 25. und 26. Juni 1937 findet in Köln die Internationale Binnenhafen-Konferenz in Verbindung mit der Deutschen Binnenhafen-Tagung statt. Die Deutsche Tagung wird gemeinsam mit der Reichsverkehrsgruppe Binnenschifffahrt durchgeführt. Die Konferenz beginnt am Donnerstag, den 24. Juni, 10.30 Uhr, mit der feierlichen Eröffnung im Gürzenich. 15.30 Uhr: Deutsche Binnenhafen-Tagung mit 4 Vorträgen. Freitag und Samstag, 9.30 Uhr: Internationale Binnenhafen-Konferenz mit 3 Vorträgen. — Während der Konferenz wird im „Haus der Rheinischen Heimat“ eine „Deutsche Binnenhafenschau“ veranstaltet, deren Besuch empfohlen wird. Außerdem sind im Anschluß an die Konferenz verschiedene Studienfahrten geplant. Anmeldung: Sekretariat Köln, Unter Fettenhennen 19.

### Wasserwirtschafts-Tagung in Breslau.

Vom 28. bis 30. Juni 1937 findet die Wasserwirtschafts-Tagung in Breslau statt, veranstaltet vom Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft E. V., verbunden mit der 47. ord. Hauptversammlung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft E. V. Montag, den 28. Juni, 15 Uhr, Sitzung des Gesamtausschusses des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft E. V., Dienstag, 9 Uhr, öffentl. Versammlung mit 4 anschließenden Vorträgen. Mittwoch: Studienfahrt. — Anmeldung: Geschäftsstelle Berlin-Steglitz, Kantstraße 20.

## BUCHBESPRECHUNGEN.

Mittasch, Walther: Die Brückenbaustelle. Berichte über Erfahrungen im Brückenbau, über Baubetrieb und Bauunfälle. Mit 69 Abb. Leipzig: Dr. Max Jänecke, 1937. 56 S. Format 8°. Preis RM 1,80.

Das kleine Buch bringt in bunter Folge Berichte über mannigfache Feststellungen und Erfahrungen beim Entwurf und bei der Ausführung von Brückenbauten. Zum Teil stützt sich der Verfasser auf eigene Bauausführungen, zum Teil gibt er kurze Auszüge aus bemerkenswerten Veröffentlichungen über Brückenbauten der letzten Jahre.

Auf zahlreiche Fehler- und Gefahrenquellen, andererseits auf die sich bietenden Abhilfsmaßnahmen, die Vorzüge und Nachteile bestimmter Bauverfahren wird hingewiesen.

Leider ist die Darstellung im einzelnen nicht sehr sorgfältig, Ausdruck und Begründung sind vielfach schief. Auch finden sich mehrere sachliche Irrtümer. So wird z. B. hohe Anfangsfestigkeit der hochwertigen Zemente mit raschem Abbinden verwechselt. Nach einer Frostperiode soll sofort weitergearbeitet werden u. a. m.

Trotz dieser Mängel kann dem jungen Bauleiter und entwerfenden Ingenieur empfohlen werden, das Bändchen — mit der nötigen Kritik — durchzulesen. Er wird manche Anregung erhalten und diesen oder jenen Fehler nicht wiederholen. Gaede, Hannover.

Versuche an Säulen mit Walzprofilbewehrung und Versuche über Balkenanschlüsse bei Säulen mit Walzprofilbewehrung, ausgeführt im Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden in den Jahren 1930—1934. Bericht erstattet von W. Gehler und H. A. Mos. Heft 81 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Mit 25 Abb. und 27 Tafeln. Berlin: Ernst & Sohn 1936. 50 S. 18,5 × 26,5 cm. Preis geh. RM 7,80.

Die Deutschen Bestimmungen für Eisenbetonbau 1932 lassen bedeutend höher bewehrte Säulen zu, wie die früheren Bestimmungen. Das Additions-gesetz für die Ermittlung der Bruchlast dieser hochbewehrten Säulen war für Rundstahlbewehrung durch Versuche gut unterbaut. Es mußte jedoch noch geklärt werden, wie die Verhältnisse bei den mit Walzprofilen bewehrten Säulen liegen. Diese Frage wurde bei den Versuchsreihen, über die Bericht erstattet wird, untersucht, wobei der Einfluß der verschiedenen Bewehrungsprozente zwischen 3,70 und 6,7%, sowie verschiedene Walzprofile und Anordnungen mit und ohne Bindebleche geprüft wurden. Es zeigte sich, daß auch hier das Additions-gesetz die Bruchlast gut wiedergibt. Nur bei Beton mit kleiner Würfel-festigkeit ist die Bruchlast wesentlich kleiner, als sie sich nach dem Additions-gesetz ergibt.

Bei der Verwendung von Säulen mit Bewehrung aus Walzprofilen taucht die Frage auf, ob die Lasteintragung aus den Balken und Unterzügen noch mit den üblichen baualichen Mitteln bewirkt werden kann. Es wurde ein Vorversuch angestellt, über den berichtet wird, der die Zweckmäßigkeit der Versuchs-anordnung zeigen sollte, die für eine Versuchsreihe zur Klärung der Frage in Aussicht genommen ist. Pucher, Berlin.

Bierett, G.: Über das Verhalten geschweißter Träger bei Dauerbeanspruchung unter besonderer Berücksichtigung der Schweißspannungen. Heft 7, Ausgabe B der Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau. Mit 31 Abb. Berlin: Julius Springer 1937. IV/21 S. Format 4°. Preis br. RM 3,60.

Das Heft enthält einen Bericht über Durchführung und Ergebnisse von grundsätzlichen Versuchen zur Ermittlung der Dauerfestigkeit I- und T-förmig geschweißter Träger mit und ohne Stegblechstumpfstoß. Im besonderen wurde der auf der Zugseite ungedeckte Stumpfstoß solchen Stößen gegenüber gestellt, die durch Längsnähte oder aufgetragene Schweißbraupen begrenzt waren. In allen Fällen ergab der ungedeckte Stumpfstoß die besten Dauerfestigkeitswerte von über 20 kg/mm<sup>2</sup> ( $\sigma_D = 2 \text{ kg/mm}^2$ ,  $N = 2 \cdot 10^6$ ), bezogen auf das freie Nahtende, so daß Bedenken gegen die freien Nahtenden nicht gerechtfertigt sind. Die an diesen Stellen entstehenden Druckvorspannungen wirken sich dadurch günstig aus, daß sie die auftretenden Betriebszugspannungen vermindern oder aufheben. Der einfache Stumpfstoß muß bei einwandfreier Verschweißung als hochwertigste Verbindungsart angesehen werden.

Es hat sich gezeigt, daß die Dauerfestigkeit geschweißter I-Träger mit Stegblechstumpfstoß vielfach durch die nicht genügende Widerstandsfähigkeit der Halsnähte begrenzt ist. Dabei sind nicht etwa die Kreuzungsstellen der Halsnähte mit den Stößen in erster Linie gefährdet, sondern vielfach Querschnitte außerhalb der Stöße, die geringste Schweißfehler oder Unregelmäßigkeiten aufweisen.

Die Versuche haben äußerst wichtige Ergebnisse gezeigt, die bei der Aufstellung der „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken“ bereits gebührende Berücksichtigung fanden. A. Matting, Hannover.

Schultze, Karl: Das Ausblühen der Salze. Sonderausgabe aus den Kolloid-Beiheften, herausgegeben von Prof. W. Ostwald. Mit 36 Abb. Dresden: Th. Steinkopf 1936. 96 S. Format 16 × 24 cm. Preis brosch. RM 4,—.

Das Problem des Ausblühens wird in weitestem Umfange erläutert und der Mechanismus dieses Vorganges auf Grund eigener Versuche sowie zahlreicher Literaturangaben behandelt. Der Verfasser überträgt die unter Heranziehung kolloider und kapillarer Erscheinungen gewonnenen Erkenntnisse auf das Gebiet der Bodenkunde. Die Schrift wendet sich daher in erster Linie an den Chemiker, Geologen und Bodenfachmann. Für den Bauingenieur dürfte der Abschnitt über das „Ausblühen der Baustoffe“ von besonderem Interesse sein. Gaede.

VDI-Jahrbuch 1937. Die Chronik der Technik. Berlin: VDI-Verlag GmbH 1937. 228 S. DIN A5. Preis brosch. RM 3,50 (VDI-Mitgl. RM 3,15).

Das VDI-Jahrbuch ist im „Bauingenieur“ 16 (1935) S. 170 und 17 (1936) S. 354 besprochen worden. Die neue 4. Ausgabe ist noch weiter ausgestaltet. Von den Abschnitten, die für den Bauingenieur besonderes Interesse haben, seien hier nur folgende genannt: Bau- und Werkstoffe Bauwesen (Baugrundlehre, konstruktiver Ingenieurbau, Straßenbau, Tiefbau, Wasserbau, Baumaschinen, Vermessungstechnik), Verkehrswesen, Haustechnik, Wasser und Abwasser. Am Schluß ist ein Abschnitt: Gedenktage der Technik neu hinzugekommen. Das Sachverzeichnis bietet wieder eine große Zahl von Stichworten. F. Schleicher, Hannover.

Klosse, E.: Lichtbogenschweißen. Eine Einführung in die Technik des Lichtbogenschweißens. Heft 43 der Werkstattbücher. Mit 141 Abb. Berlin: Julius Springer 1937. 61 S. 8°. Preis brosch. RM 2,—.

Das Heft gibt auf 60 Seiten einen gedrängten Überblick über das gesamte Gebiet der Lichtbogenschweißung. Der Verfasser wendet sich in erster Linie an den Betriebsmann und gibt diesem eine Fülle knapper, klarer Regeln. Wegen seiner kurzgefaßten Darstellung eignet es sich ebenfalls gut für den Studierenden und den werdenden Ingenieur. Ein ausführliches Lehrbuch kann und soll es jedoch nicht ersetzen.

Die verschiedenen Nahtformen und Anschlußarten sind klar und übersichtlich zusammengestellt. Überhaupt werden auch dem Konstrukteur viele wertvolle Hinweise gegeben. Einfache Rechnungsbeispiele, die dem praktischen Betrieb entnommen sind, tragen sehr zur Anschaulichkeit bei, ebenso eine Fülle kleiner Skizzen, die stets das Wesentliche erkennen lassen. Die Anleitung zum praktischen Schweißen hätte, dem Zweck des Büchleins entsprechend, etwas ausführlicher gehalten sein können. Sehr zu begrüßen ist die Zusammenstellung der amtlichen Vorschriften, die in das Gebiet der Schweißtechnik hineinragen, besonders der bisher erschienenen DIN-Blätter. Der Wert des Buches wird auch durch einige Unrichtigkeiten, z. B. bei der Temperaturangabe des Pluspols auf S. 8 und bei der Besprechung einiger metallurgischer Vorgänge auf S. 9 und 23, nicht beeinträchtigt. Gelegentlich läßt der Ausdruck etwas zu wünschen übrig.

Das Heft kann jedem empfohlen werden, der sich einen Einblick in die Lichtbogenschweißung verschaffen will. A. Matting, Hannover

Seipp, Heinrich: Die abgekürzte Wetterbeständigkeitsprobe der Bausteine nebst Anleitung zur praktischen Wetterbeständigkeits-Wertbestimmung von Bausteinen. Mit 23 Abb. u. 2 Tafeln. München: Oldenbourg, 1937. 62 S. Format 8°. Preis br. RM 3,—.

Aus dem Altertum und aus vorgeschichtlicher Zeit überkommene Steinwerkzeuge, -denkmäler und -bauten legen Zeugnis ab von der nahezu unbegrenzten Wetterbeständigkeit natürlicher Steine. Leider sind in dieser Hinsicht große Unterschiede vorhanden, die uns zwingen, von Fall zu Fall die Wetterbeständigkeit der zu verwendenden Bausteine sorgfältig zu prüfen. Unmittelbare Beobachtungen an der Witterung ausgesetzten Steinen liefern erst nach langer Zeit brauchbare Ergebnisse. Deshalb wurden Verfahren entwickelt (Hirschwald), um aus bestimmten durch Festigkeitsversuche, Wägungen, mikroskopischen Untersuchungen usw. ermittelten Eigenschaften auf die Wetterbeständigkeit schließen zu können. Diesem mittelbaren Verfahren stellt Seipp das unmittelbare einer künstlichen, abgekürzten Wetterbeständigkeitsprüfung gegenüber, das darin besteht, den Stein in kurzer Zeit einer Reihe von chemischen und physikalischen Beanspruchungen zu unterwerfen, die die natürlichen Einflüsse der Witterung möglichst gut nachahmen. Das verschiedene Verhalten der Steine bei diesen Prüfungen gestattet bestimmte Schlüsse auf ihre Widerstandsfähigkeit gegenüber den Witterungseinflüssen und ihre Verwendbarkeit für den vorgesehenen Zweck. Die Ergebnisse der Untersuchungen trägt Seipp in übersichtliche Steinbewertungstafeln ein.

Die große Bedeutung einer schnellen und zuverlässigen Feststellung der Wetterbeständigkeit unserer Bausteine läßt es geboten erscheinen, auch den hier beschriebenen Weg nicht unbenutzt zu lassen. Erwünscht wäre es, daß seine Zuverlässigkeit zunächst durch möglichst zahlreiche Versuche nachgeprüft würde. Steinindustrie und Steinverbraucher und die mit der Prüfung und Abnahme natürlicher Steine befaßten Stellen sollten deshalb die kleine Schrift mit Aufmerksamkeit lesen. Gaede, Hannover.