DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang BERLIN, 24. März 1939 Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

Tätigkeit der Bayer. Landeswasserbauverwaltung im Jahre 1937.

Bearbeitet in der Abteilung für das Bauwesen im Bayer. Staatsministerium des Innern, von Regierungsbaurat I. Kl. Oexle, München.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

Ammerkorrektion Rote Brücke—Altenau.

Die in den Tätigkeitsberichten 1935 und 1936 beschriebenen Arbeiten der Ammerkorrektion bei Unterammergau wurden im Jahre 1937 von km 6,221 bis zum Anschluß an die bestehende Korrektion bei Oberammergau bei km 5,765 fortgesetzt und beendet. An der Zusammenschlußstelle der alten und neuen Korrektion bei km 5,765 wurde zur Befestigung der Sohle der alten Korrektion eine Abschlußschwelle aus Holz mit 11 m Breite und 0,35 m Absturzhöhe eingebaut. 11 300 m³ Aushubmaterial der Korrektion, hauptsächlich aus zwei kleineren Durchstichen, wurde zur Herstellung der beiderseitigen Hochwasserdämme und zur Einfüllung der abgebauten Flußschleifen verwendet. Die Böschungen wurden mit 1870 m² Berauhwehrung und 2730 m² Rasen abgedeckt. Der Böschungsfuß wurde durch Vorlegen von 912 lfdm Senkwalzen gesichert. Außerdem wurden noch 456 t Wasserbausteine eingebaut (Abb. 25 u. 26).

Die Gesamtbaukosten betrugen 40 000 RM bei 2130 geleisteten Tagschichten.

Abb. 25. Ammerdurchstich bei Oberammergau.

Ammerkorrektion Böblinger Brücke—Ammersee.

In den Flußstrecken, die in den letzten Jahren korrigiert wurden, waren noch Nachversteinungen vorzunehmen. Im übrigen fielen in der nun ganz korrigierten Ammerstrecke zwischen der Böblinger Brücke und dem Ammersee (km 143 bis 117,5) nur Unterhaltungsarbeiten an, und zwar Ausbesserung der Berauhwehrung und der Uferbauten, Nachschieben der Böschungsversteinung, Flußbetträumung, Instandsetzung der Hochwasserdammkronen. Bei 3400 geleisteten Tagschichten wurden für diese Flußstrecke 34 000 RM verbaut.

6. Amper.

Die Führung und Festhaltung der in den Jahren 1925 bis 1934 fertiggestellten Korrektionen zwischen Esting und Haimhausen machte noch Unterhaltungsarbeiten notwendig, die sich in der Hauptsache auf die Verstärkung und das Nachrollen der Steinvorfüße, die Behebung kleinerer Anbrüche an unbefestigten Uferstrecken, sowie die Sicherung der Baufüße durch Vorlage von Senkstücken erstreckten.

In der im Jahre 1926 ausgeführten Korrektion der Amper bei Esting wurde der Fluß 200 m oberhalb der Straßenbrücke durch eine festgelagerte, aus grobem Kies bestehende Sohle gehindert, den Stromstrich an die Kurvenaußenseite zu legen; er wandte sich deshalb an das linke Ufer. Er verursachte durch Eintiefung und Unterwühlung einen 120 m langen und 15 m tiefen Geländeeinbruch, während rechts eine hohe Kiesbank zutage trat.

Um den Fluß wieder in einen geregelten Abflußquerschnitt zu bringen, einen weiteren Uferabriß und eine Verwilderung des Laufes zu verhindern, wurde mit Greifbagger vom rechten Ufer her das neue Flußbett ausgehoben. 1090 m³ angefallenes Baggergut wurden zur Schüttung des linken Leitwerksbaues verwendet, dessen Fuß bis Mittelwasserhöhe mit 200 t Dolomitbruchsteinen gesichert wurde (Abb. 27 u. 28).

Abb. 26. Zusammenschluß von alter und neuer Ammerkorrektion bei Oberammergau.

Am Amperwehr zu Dachau war die aus Holz erbaute Floßschleuse mit nebenan liegendem Leerschuß und Gerinnen derart schadhaft, daß ein Umbau nicht mehr zu umgehen war.

Um die an einer Holzbauweise ständig notwendig werdenden Ausbesserungsarbeiten zu vermeiden, wurden die Schützenschwellen, die

Abb. 27. Amperkorrektion bei Esting. Ausbaggern eines Durchstiches.

Abb. 28. Amperkorrektion bei Esting. Fertiger Bau.

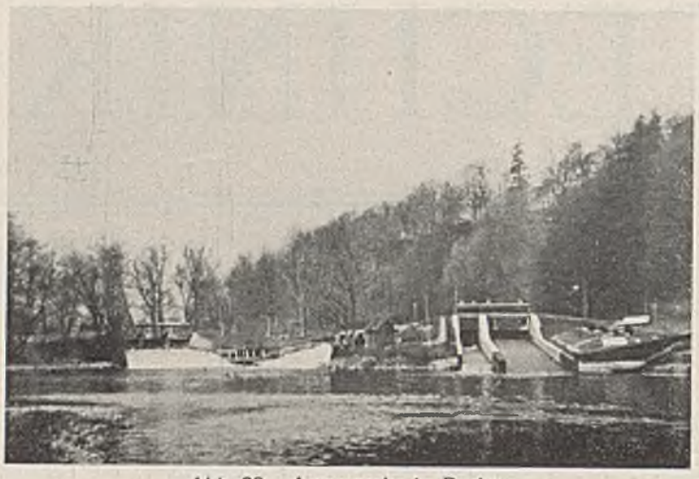


Abb. 29. Amperwehr in Dachau.

Abb. 30. Uferschutz an der Amper bei Prittlbach.

Widerlager des Bedienungssteges und der Schützenführungen sowie die Beschlächte der 32 bzw. 27 m langen Gerinne auf 23 m Länge in Beton zwischen eingerammten I-Trägern hergestellt. Zur Verhinderung einer Auskolkung unter den Schußböden mußte am unteren Ende der Betonbeschlächte auf 7,5 m Breite eine Larssenspundwand gerammt und von da nach aufwärts bis zur Schützenschwelle eine 25 cm dicke Betonsohle eingebracht werden. Lediglich der unterste über dem Kolk gelegene Teil der Gerinne wurde wieder in Holz erneuert (Abb. 29).

Das linke Ufer der Amper war von der Straßenbrücke bei Prittlbach auf 240 m Länge nach aufwärts bei Ausführung der Korrektion im Winter 1926/27 noch gut verwachsen und wurde deshalb nicht in die Korrektion mit einbezogen. Auch der Fluß selbst befand sich im Gleichgewichtszustand. In der Folgezeit legte sich längs des rechten Ufers eine bis über die Mitte des Flußbettes reichende Kiesbank an und drängte den Stromstrich nach dem linken Ufer, das auf 240 m Länge unterwühlt und auf eine Breite von 9 m abgerissen wurde.

Zur Wiederherstellung eines geregelten Abflußquerschnitts wurde mit Greifbagger vom rechten Ufer aus die angelegte Kiesbank streifenweise entfernt. 2230 m³ Baggergut fanden zur Herstellung des linkseitigen Leitwerksbaues und zur Auffüllung des abgerissenen Geländes Verwendung. Zur Sicherung des Leitwerksbaues waren 440 t Dolomitbruchsteine und 490 m² Weidenberauhwehrung notwendig. Die Gesamtkosten dieser Baumaßnahmen betrugen 62 500 RM, die Zahl der geleisteten Tagschichten 3900 (Abb. 30).

7. Loisach.

Wildbachverbauungen.

Am Auslauf der Korrektion des Lindenbaches in der Gemeinde Kohlgrub wurde zur Befestigung der Sohle eine Holzsperre mit Steinflügel eingebaut.

Unterhalb der Ludwigsschlucht bei Kohlgrub wurde eine 3 m hohe Holzsperre mit Steinflügeln eingebaut.

Der wolkenbruchartige Regen am 23. Juni 1936 verursachte besonders bei Großenast große Verwüstungen. Die gewaltigen hierbei zu Tal geförderten Wasser- und Geschiebemassen überschwemmten und vermurten die guten Kulturgründe der Ortsgemeinde Großenast. Diese Schäden veranlaßten die Ausführung eines Schußgerinnes mit 168 m Länge, mit zwei Sperren am oberen und einer Stützsperre am unteren Ende. Diese Arbeiten wurden im Sommer 1937 durchgeführt.

Die durch die Hochwässer mit Geröll zugeschobene Bachrinne des Kindlsbaches wurde wieder freigelegt.

Die durch Hochwasser beschädigte Steinmauer (Russenmauer) im Lahnegraben in Grafenaschau oberhalb der Brücke über den Lahnegraben im Park bei Grafenaschau wurde mit großen Steinen auf 6 m Länge und 4 m Höhe wieder hergestellt. Auf 48 m Länge wurden längs der Mauer 170 m³ Bruchsteine als Sicherung vorgelegt. Bei der Brücke rechts wurde die Mauer mit Steinen gesichert. Am oberen Ende der rechtsseitigen Mauer wurden für einen 12 m langen Einweisbau große Steine beigeschafft und vorgelegt (Abb. 31).

Im Unterlauf der Kaltwasserlaine in Ohlstadt wurden die Arbeiten fortgesetzt und beendet.

Im Oberlauf wurden 26 Sperren ausgebessert und 6 km Begehungsweg instand gesetzt.

Im Schuttkegellauf der Urlaine wurden drei Sperren gegen Unterspülung gesichert.

Im Oberlauf des Laingrabens in Garmisch wurde eine Seitensicherung hergestellt.

Abb. 33.
Gerinne im Laingrabenunterlauf in Garmisch.

Im Mittellauf wurde eine Stützsperre mit beiderseitigen Seitensicherungen beim Hausberghotel gebaut. Dabei wurden 768 m³ Aushub

Abb. 31. Ausbesserungsarbeiten an der Russenmauer an der großen Lahne.

Abb. 32. Sperrenbau im Laingrabenoberlauf bei Garmisch.

Abb. 34. Dammdurchbruch bei Inn-km 203.

Abb. 35. Vorfußsicherung bei Inn-km 203.

gefördert und zur Hinterfüllung verwendet, 81 Pfähle je 1,50 m tief gerammt, 25 m³ Beton eingebaut, 211 m³ Bruchsteinmauerwerk und 83,5 m³ Sohlen- und Böschungspflaster hergestellt, 304 m² Mauer verfugt, 130 lfdm Längsbäume eingebaut, 38 m² Sturzbett aufgenagelt und 58 m³ Flügelmauerwerk erstellt (Abb. 32).

Im Unterlauf des Laingrabens wurde ein Hochwasserabflußgerinne eine Straßenbrücke (Förtschbrücke), und das Lainbachgerinne bis zum Keinzenfranz gebaut. Die Arbeiten gehen im Jahre 1938 weiter (Abb. 33).

Die Verbauung der Kanker und Fauken wurde instandgesetzt.

Die Kosten dieser Baumaßnahmen an den Wildbächen des Loisachgebietes betrugen 115 000 RM, wovon auf die Arbeiten am Laingraben in Garmisch allein 90 000 RM fielen. Die Zahl der geleisteten Tagschichten betrug 7700.

Korrektion der Loisach oberhalb Garmisch.

Nachdem in früheren Jahren die Flußstrecke am Wehr des Elektrizitätswerkes Garmisch bei Fluß-km 88,100 bis Fluß-km 87,550 durch Einbau von beiderseitigen Leitwerken korrigiert wurde, folgte im Jahre 1937 die Fortsetzung flußabwärts bis km 87,050. Dabei wurden 1800 m³ Auffüllung für die Dämme eingebaut, 1400 m² Planie hergestellt, 3808 m² Berauhwehrung aufgebracht, 265 m³ Faschinatbau hergestellt, 473 m² Decklage aufgenagelt und 1900 m³ Steine vorgelegt.

Die Baukosten betrugen bei 4685 geleisteten Tagschichten rund 50 000 RM.

Für die Unterhaltung der Loisach und Instandhaltung früher ausgeführter Korrektionen und teilweises Ergänzen und Verstärken des Vorfußes wurden 93 000 RM aufgewendet und 7700 Tagschichten geleistet.

Abb. 36.
Längsbau bei Inn-km 121.

Abb. 37.
Längsbau bei Inn-km 121 zur Sicherung des Hanges.

Abb. 38. Längsbau mit Traverse bei Inn-km 121.

Abb. 39. Längsbau bei Inn-km 117. Versteinung fehlt noch.

Abb. 40. Leitwerkbau bei Inn-km 100.

Abb. 41. Leitwerkbau bei Inn-km 98,8.

8. Inn.

Korrektion Landesgrenze—Einmündung des Unterwasserkanals der Innwerke (km 217,6 bis 96,6).

In dieser Flußstrecke wurden mit einem Aufwand von 129 000 RM bei 11 300 geleisteten Tagschichten eine Reihe örtlicher Baumaßnahmen durchgeführt.

Die im Vorjahre zwischen km 205 und 203 am linken Innufer ausgeführten Arbeiten mußten infolge weiterer Uferanbrüche flußabwärts fortgesetzt werden. Auf rd. 600 m Länge wurde ein Vorfuß mit Senkstücken und Steinwurf eingebaut. Die Böschung wurde aufgeklest und mit Bruchsteinen berollt bzw. abgepflastert. Insgesamt fanden hierbei rd. 3000 m³ Wasserbausteine Verwendung (Abb. 34 u. 35).

Durch das Sommerhochwasser 1937 wurden mehrere Durchbrüche verursacht, so bei Inn-km 178 links mit 100 m Länge einschließlich drei zerstörter Traversen,

bei Inn-km 170,7 links mit 60 m Länge,
bei Inn-km 168,6 rechts mit 150 m Länge.

Diese Stellen wurden mittels Senkwalzen, Faschinat, Abpflasterung der Böschung und Krone sowie Werfen eines Steinvorfußes wiederhergestellt.

Die im Jahre 1935 zwischen Inn-km 121,09 und 121,29 rechts begonnene und im Jahr 1936 von km 121,29 bis km 121,65 flußaufwärts fortgesetzte Teilkorrektion bei Oberensfelden wurde zu Ende geführt. Der hergestellte Längsbau dient zum Schutze des dort befindlichen, bisher starken Anbrüchen ausgesetzten Steilhanges und der über dem Steilhang liegenden Kulturgründe (Abb. 36 bis 38).

Den gleichen Zweck erfüllt der ebenfalls im Jahre 1937 ausgeführte Längsbau zwischen km 117,650 und km 117,500 rechts nächst Froschau (Abb. 39). Zwischen km 117,5 und 117,3 rechts sowie zwischen km 114,245 und 114,045 rechts wurden ältere Leitwerksbauten durch Vorlage von Betonsenkstücken gesichert.

Korrektion von der Einmündung des Unterwasserkanals der Innwerke bis zur Salzachmündung (km 96,6 bis 67,56).

Oberhalb der Einmündung des Innwerk-Unterwasserkanals war auf dem rechten Ufer bei km 100,3 bis 100,050 ein immer stärker werdender Anbruch gegen das aus Flinz bestehende konvexe Ufer eingetreten; die festgesetzte Korrektionsbreite war infolge des Uferabbruches von der Strömung schon fast erreicht, teilweise sogar schon überschritten. Durch Herstellung eines Leitwerkes auf —100 Neuöttinger Pegel aus 2400 m³ Faschinen mit 720 m³ Kieskern und 100 lfdm Kiessenkfaschinen wurde dieser gefährlichen Entwicklung des Flußlaufes Einhalt geboten (Abb. 40).

Das Leitwerk bei km 98,825 bis 98,700 rechts zum Schutze eines Uferanbruches wurde im Jahre 1937 mit 1224 m³ Faschinat, 430 m³ Kies, 50 lfdm Kiessenkfaschinen und 280 m³ Granit- und Betonbruchsteinen fertiggestellt (Abb. 41).

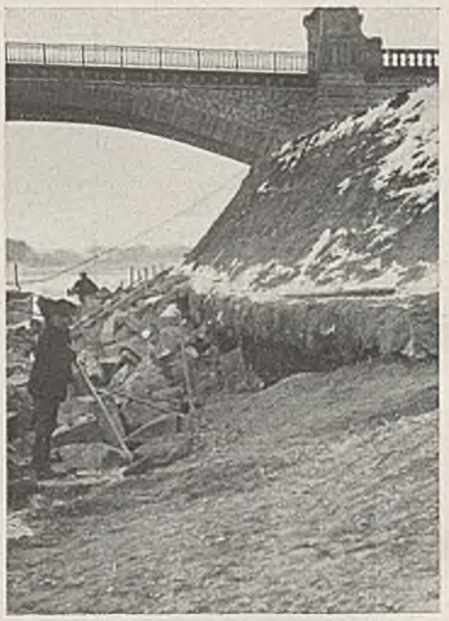


Abb. 44. Unterspülte Ufermauer an der Innbrücke in Neuötting.

Abb. 42. Betonkrone bei Inn-km 74,4.

Abb. 43. Leitwerkaufholung bei Inn-km 69,3.

Bei km 97,5 und 92,0 rechts wurden rd. 1950 m² Bruchsteinrollierung in den Vorfuß nachreguliert. Die in den Vorjahren hergestellten Uferverbauungen bei km 77,150 rechts, 74,400 links und 71,650 rechts wurden auf 505 m Länge mit einer Betonkrone versehen (Abb. 42).

In der unteren Flußstrecke wurde bei km 69,325 bis 69,200 rechts der Leitwerks-(Trennungs-)bau oberhalb der Salzachmündung von + 50 auf + 225 Marktler Pegel mit 2280 m³ Faschinat und 860 m³ Kies aufgeholt (Abb. 43).

Zum Schutze älterer noch ungenügend versteinter und auch neuer Leitwerke wurde eine Nachversteinung vorgenommen: der Aufwand betrug rd. 1700 m³ Granitbruchsteine. Die Verwendung erstreckte sich dabei auf die Ufer zwischen km 97,000 bis 91,750 und km 75,025 bis 69,000 rechts und zwischen km 92,500 bis 92,450 und km 78,440 bis 73,100 links. Insgesamt wurden für die Uferneubauten aufgewendet: 58 000 RM Arbeitslöhne mit 10 300 Tagschichten, 38 000 Stück Faschinen, 160 Ster Heftlinge, 23 Ztr. Draht, 820 Ztr. Zement und 1970 m³ Bruchsteine.

Bei der 150 m langen Ufermauer an der Neuöttinger Innbrücke war in den letzten Jahren eine Unterspülung eingetreten. Die Mauer wurde mit Bruchsteinen unterpackt und mit einer Pflasterung gesichert (Abb. 44). (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Augenblicklicher Stand des Schweißens von Stahlbauwerken in Deutschland.

Von Abteilungspräsident a. D. Dr.-Ing. Otto Kommerell im Reichsbahn-Zentralamt in Berlin.

Es ist nicht zweifelhaft, daß nach der vorausgesehenen stürmischen Entwicklung des Schweißens im Stahlbau infolge von einzelnen Mißerfolgen ein gewisser, aber sicher vorübergehender Rückschlag beim Schweißen von St 52 eingetreten ist. Die in kürzester Zeit in Deutschland geleistete Forschungsarbeit und die darauf aufgebauten Vorschriften für geschweißte Stahlbauten im Hoch- und Brückenbau haben auch auf anderen Gebieten, wie des Fahrzeugbaues, des Maschinenbaues, Behälterbaues u. a., außerordentlich befruchtend gewirkt. Es erübrigt sich, auf die großen Vorteile des Schweißens im einzelnen einzugehen; große Gewichtsersparnis, Einfachheit der Gestaltung, schöne Formgebung sind die wichtigsten Merkmale.

Nachdem eine sehr große Zahl von Stahlbauten sowohl in St 37 als auch St 52 auf Grund der neuen Vorschriften, mit bestem Erfolg auch bei Eisenbahnbrücken, geschweißt waren, ohne daß sich ernste Schäden gezeigt hätten, traten in den Jahren 1936 bis 1938 die allgemein bekannten Rißerscheinungen an der geschweißten Eisenbahnbrücke über die Hardenbergstraße am Zoo in Berlin und an den geschweißten Vollwandträgern der Reichsautobahnbrücke am Talübergang bei Rüdersdorf auf. Dazu kam noch der Einsturz des geschweißten Vierendeelträgers bei Hasselt in Belgien. Im folgenden werde ich mich aber in den Einzelheiten auf die in Deutschland vorgekommenen Schadensfälle beschränken. Es muß auffallen, daß sich die vorgekommenen Schäden nur bei Brücken großer Stützweite gezeigt haben. Ernste Schäden sind nur an Stellen aufgetreten, wo über 30 mm dicke Gurtplatten mit den Stegblechen verschweißt wurden.

Zwar sind die aufgetretenen Schäden nur an Brücken, aber bei rein statischer Belastung entstanden. (Bei der Kürze der Zeit seit dem Einbau scheidet die Frage der Dauerfestigkeit ohnedies völlig aus.) Es können also bei großen Hochbauten Fälle eintreten, die ähnlich liegen wie bei Brücken.

Seit der Einführung des Schweißens im Brückenbau sind über 150 Eisenbahnbrücken und gegen 500 Reichsautobahnbrücken geschweißt worden, die sich bei stärkster Betriebsbelastung ausgezeichnet bewährt haben. Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke wurde nach sechsjähriger Betriebsdauer herausgenommen und im Staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem gründlich untersucht; trotz des ungewöhnlich starken Verkehrs wurde an dieser Brücke nicht der geringste Schaden festgestellt, obwohl diese Brücke bezüglich ihrer baulichen Gestaltung und der Ausführung der Schweißnähte nicht den heutigen Anforderungen entspricht.

Die Vorschriften waren durch die Versuchsforschung gut untermauert, und alles schien in bester Ordnung zu sein. Da kam plötzlich die aufsehenerregende Nachricht von Rissen in der Halsnaht quer zur Kraftrichtung an der

Unterführung der Hardenbergstraße am Bahnhof Zoo in Berlin.

Die Risse waren mit bloßem Auge kaum erkennbar. Hätten sich die Risse nur auf die Halsnaht beschränkt, so hätte man sie wohl für den Bestand der Brücke als harmlos angesehen, sie wären aufzufassen gewesen als eine unterbrochene Kehlnaht, bei der die statische Festigkeit kaum, die Dauerfestigkeit dagegen stark herabgemindert wäre. Durch Beseitigen der Rißstelle hätte der Schaden als behoben gelten können. Beim magnetischen Durchfluten zeigte sich indessen, daß sich die Risse auch etwas in den Mutterwerkstoff des 25 mm dicken Stegblechs und der 60 mm dicken, 500 mm breiten Gurtplatten (Wulstprofile) erstreckten (Abb. 1).

Abb. 2 zeigt den Querschnitt der Rißstelle, soweit man ihn durch Abbohren in der Brücke feststellen konnte.

Die Überbauten sind inzwischen beseitigt und durch genietete Überbauten ersetzt worden.

Wie gefährlich diese Risse waren, die äußerlich mit bloßem Auge kaum sichtbar sind, zeigte sich jedoch erst nach ihrer Freilegung in der Mechanischen Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts in Berlin. Der Befund ergab, wie aus Abb. 3 hervorgeht, daß die Schweißnaht, ein Teil des Stegblechs und der Gurtung (die in Wirklichkeit etwa doppelt so dick ist) in rotwarmem Zustande, also unmittelbar nach dem Schweißen beim Abkühlen gerissen sein müssen. Dieser unheimliche Befund hat also denen recht gegeben, die von vornherein die Auswechslung der schadhaften Brücke für notwendig hielten.

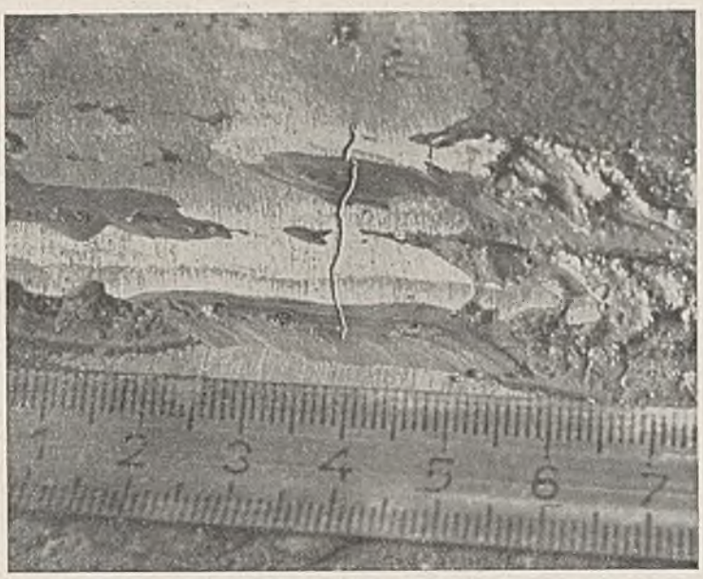


Abb. 1. Riß in der etwas angeschliffenen Schweißnaht nach dem magnetischen Durchfluten gut sichtbar.

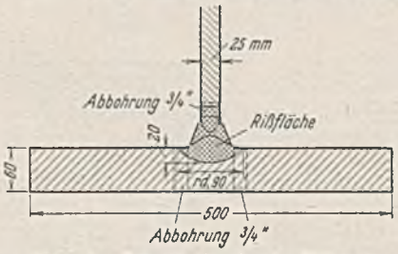


Abb. 2. Schnitt durch die Rißstelle der Brücke über die Hardenbergstraße.

Nach Entdeckung der Risse wurden unter den gerissenen Trägern Behelfstützen eingebaut, die aber die Träger nicht berührten, sondern erst in Tätigkeit treten sollten, wenn sich die Risse vergrößert hätten. Trotz des starken Verkehrs bis zur Auswechslung ist dies jedoch nicht eingetreten.

Abb. 3.

(Daß die geschweißte Brücke durch eine genietete ersetzt wurde, hängt mit der Anordnung der Reichsbahn[1]) zusammen, daß bis zur restlosen Klärung der Schadensfälle keine größeren Brücken aus St 52 geschweißt werden sollen.)

Bei den ersten Besprechungen über die mutmaßlichen Gründe der Risse ergab sich, daß bei den dicken Gurtplatten die Streckgrenze unverhältnismäßig hoch, nämlich bei 44 kg/mm² lag, bei einer Dehnung von 24%. Es handelte sich also um einen Werkstoff, dessen mechanische Eigenschaften zwar sehr gut waren, der sich aber, wie die nachfolgenden Versuche zeigten, weniger gut zum Schweißen eignete. Der verwendete Baustahl hatte folgende chemische Zusammensetzung:

Stegblech (30 mm dick)	Gurt (Wulstprofil 620 · 65)
C = 0,18%	C = 0,25%
Mn = 1,22%	Mn = 1,20%
P = 0,027%	P = 0,029%
S nicht bestimmt	S = 0,023%
Si = 0,37%	Si = 0,80%
Cr = 0,10%	Cr = 0,02%
Mo < 0,10%	Mo = —
Cu = 0,40%	Cu = 0,50%
N = 0,0067%	N = 0,0120%.

Da ich den Mißerfolg in Härtungserscheinungen am Übergang der Schweiße zum Mutterwerkstoff vermutete, ließ ich in der Mechanischen Versuchsanstalt des Zentralamts mit aus früheren Versuchen noch vorhandenen 1,2 m langen, 50 mm dicken Gurtplatten aus St 52 einen einfachen Versuch machen, der zeigen sollte, ob ein solcher Werkstoff durch plötzliches Abschrecken in Wasser von ungefähr 28° C aus dem glühenden Zustande stark härtet. Während (durch Kugeldruckversuche) festgestellt wurde, daß der Werkstoff im Anlieferungszustande etwa 60 kg/mm² Bruchfestigkeit hatte, stieg diese Festigkeit nach dem Abschrecken auf rund 120 kg/mm². Der Werkstoff neigte also tatsächlich stark zu Härtungserscheinungen bei plötzlichem Temperaturwechsel. Es mußte nun aber auch festgestellt werden, wie sich die Verhältnisse beim Schweißen und beim Abkühlen einer Schweißnaht stellen. Zu diesem Zweck ließ ich in Wittenberge in einer 50 mm dicken Gurtplatte eine 4 mm tiefe Längsnut einfräsen und diese bei Zimmerwärme zuschweißen. Während die 50-mm-Proben im Anlieferungszustande um 180° ohne Anriß gefaltet werden konnten, brachen bei den in Dahlem angestellten Versuchen die mit Längsnut geschweißten 50 mm dicken Gurtplatten schon bei einem Biegewinkel von etwa 18°, und zwar schlagartig ohne plastische Verformung. (Die Versuchsanordnung geht aus Abb. 4 hervor.) Damit war einwandfrei der Nachweis erbracht, daß der Werkstoff der Gurtplatten und die Schweiße selbst infolge der Schweißung nicht imstande waren, die beim Biegen erforderliche Dehnung herzugeben, und daß der Werkstoff infolge des Schweißens Eigenschaften angenommen hatte, die mit den Voraussetzungen bei unseren Stahlbauten — nämlich homogener Werkstoff — nicht mehr in Einklang waren. Es hat sich etwas ganz Neues, bisher noch nirgends in Erscheinung Getretenes gezeigt, das mit den seitherigen Versuchen über die Tragfähigkeit nicht erklärt werden konnte. Es erhob sich sofort die Frage, warum denn der St 52 so hoch legiert werde, daß sich eine Streckgrenze von 44 kg/mm² ergab, wo die Vorschriften doch nur 36 kg/mm² verlangten. Die Untersuchungen[2]) und Beratungen führten zu dem Schlusse, daß die Schuld an den Schadensfällen zu hohen Legierungsbestandteilen des verwendeten Baustoffes beizumessen sei; die ungünstige chemische Zusammensetzung des Baustoffes habe beim Schweißen in den dicken Gurtplatten zu starke Härtungen verursacht, und der überhärtete Baustoff sei unter der Einwirkung der Schrumpfspannungen gerissen.

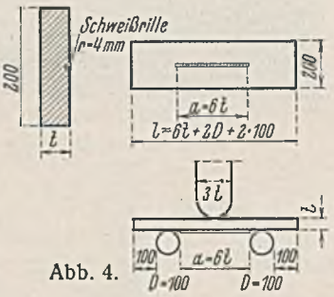


Abb. 4.

Nach der Meinung der an den Beratungen beteiligten Metallurgen der Stahlwerke könnten sich solche Schadensfälle durch Begrenzung der Legierungsbestandteile des St 52 mit Sicherheit vermeiden lassen. Die Deutsche Reichsbahn hat daraufhin für die Legierungsbestandteile des St 52 folgende Höchstwerte in % vorgeschrieben: C 0,20, Si 0,50, Mn 1,2 Cu 0,55, P 0,06, S 0,06, P + S 0,1; hierzu werden zusätzlich zugelassen Mn 0,30 oder Cr 0,40 oder Mo 0,20. Außerdem wurde die Mindeststreckgrenze bei Dicken > 30 ≦ 50 mm auf 34 kg/mm² herabgesetzt.

Neben diesen Sofortmaßnahmen zur Beschränkung der Legierungsbestandteile wurden

Systematische Biegeversuche mit 200 mm breiten Platten verschiedener Dicke und aufgeschweißter Längsnut

durchgeführt. Diese Biegeversuche haben sich für die Klärung verschiedener Fragen als außerordentlich fruchtbar erwiesen.

Zugversuche sind, wie ich theoretisch nachwies, für die Beurteilung der Frage, ob die Probe durch das Schweißen eine zu große Oberflächenhärtung erfährt, ungeeignet.

In einem Aufsatz[3]) gelegentlich der Besprechung von Druckversuchen mit geschweißten Stützen habe ich den Biegewinkel berechnet, den man bei diesem Biegeversuch theoretisch zu erwarten hat, wenn auf eine Meßlänge von 100 mm eine durchschnittliche Dehnung von 10% vorhanden wäre.

Der Biegewinkel ist im Bogenmaß

$$\alpha = \frac{2\,\Delta l}{t}.$$

Das heißt: je größer die Blechdicke t ist, um so kleiner ist der Winkel, und je besser die Dehnung ist, um so größer ist der Biegewinkel.

Es ergab sich z. B., daß

bei einer Probendicke von $t = 50$ mm ein Biegewinkel von 23°, bei einer halb so dicken Probe dagegen ein doppelt so großer Biegewinkel zu erwarten ist.

Durch diese theoretischen Überlegungen wurde man auf den Einfluß der Dicke der Gurtplatten hingewiesen; allein auch bezüglich der Aufhärtung durch das Schweißen sind die Verhältnisse um so ungünstiger, je kleiner die in der Zeiteinheit zugeführte Wärmemenge im Verhältnis zum Querschnitt der zu verschweißenden Teile ist, d. h. je dicker die Gurtplatten sind, um so schneller wird die durch das Schweißen in diese eingeleitete Wärme abgeleitet. Ferner sind die Verhältnisse um so ungünstiger, je dünner der Schweißdraht ist. Durch Versuche mit verschieden dicken Platten desselben Werkstoffes hat sich bestätigt, daß die Biegewinkel bei dünneren Platten wesentlich größer waren als bei dickeren. Bei den systematischen Versuchen wurden daher i. a. nur noch 50 mm dicke Platten verwendet. Die Versuchsanordnung entsprach der in Abb. 4 gezeigten, doch war es zweckmäßig, den Rollenabstand $a = 12\,t$ zu vergrößern, um keine so großen Streuungen im Biegewinkel zu bekommen. Die durch Ausfräsen hergestellten halbkreisförmigen Nuten von 4 mm Tiefe wurden mit geeigneten Schweißdrähten so zugeschweißt, daß auf der Oberfläche möglichst kein hoher Wulst entstand. Verwendet wurden 5 mm dicke, umhüllte Schweißdrähte, die teils von den Stahlwerken mitgeliefert wurden, teils, sofern der Schweißdraht vom Stahlwerk freigestellt war, durch die Schweißtechnische Versuchsabteilung des RAW Wittenberge ausgesucht wurden. Auf ein Vorwärmen oder Ausglühen der Proben wurde zunächst verzichtet, um Verhältnisse, wie sie zur Zeit in der Praxis vorliegen, zu schaffen. Der für die Proben erforderliche Werkstoff wurde von den Walzwerken kostenfrei zur Verfügung gestellt.

Die verwendeten Stähle St 52 entsprachen bezüglich ihrer chemischen Zusammensetzung und der mechanischen Gütewerte den obenerwähnten neuen Technischen Lieferbedingungen der Deutschen Reichsbahn (C ≦ 0,20%). Fast alle Proben von 50 mm Dicke ließen sich im Anlieferungszustande um 180° falten, ohne auf der Zugseite Anrisse zu bekommen.

Sämtliche Probekörper wurden, um eine möglichst einheitliche Behandlung sicherzustellen, in der Schweißtechnischen Versuchsabteilung des RAW Wittenberge bearbeitet und geschweißt, die Versuche selbst im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem durchgeführt. Die 200 mm breiten, 50 mm dicken Probekörper wurden so in die Biegevorrichtung gelegt, daß sich der Schweißwulst auf der gezogenen Seite befand.

Es hat sich für die Ergebnisse als ziemlich belanglos erwiesen, ob an den Probekörpern die Schweißraupe belassen, bearbeitet oder abgearbeitet wurde, da die ersten Anrisse i. a. von der Übergangszone und nicht von der Oberfläche ausgingen. Festgehalten wurden die erreichten Biegewinkel beim Auftreten der ersten Anrisse und beim Bruch der Proben sowie die aufgewendeten Kräfte, auch beim Eintreten eines Kraftabfalls. Das vorläufige Ergebnis ist kurz folgendes:

Der kleinste erreichte Biegewinkel betrug 2° bei 3% gemessener Dehnung auf 1 cm Meßlänge, dabei war der Gehalt an:

C = 0,20%	Cr = 0,38%
Mn = 1,04%	Cu = 0,41%.
Si = 0,38%	

Der größte Biegewinkel betrug rd. 40° bei 20% Dehnung auf 1 cm Meßlänge, dabei war der Gehalt an:

C = 0,16%	Si = 0,58%
Mn = 0,94%	Cu = 0,21%.

Aus den Analysen der Mutterwerkstoffe läßt sich jedenfalls dieses starke Streuen des Biegewinkels und der Dehnung nicht erklären, auch nicht aus der Art des verwendeten Schweißdrahts. Soviel kann man wenigstens sagen, daß diese Probe sehr gut auf eine mangelhafte Dehnfähigkeit der Schweißverbindung anspricht.

[1]) Vgl. auch die Ministerial-Verordnung vom 10. November 1938, Bautechn. 1939, Heft 1, S. 18.

[2]) Bautechn. 1938, Heft 48, S. 651.

[3]) Bautechn. 1937, Heft 12, S. 151.

Trägt man nun die erreichten Biegewinkel in Abhängigkeit von der erreichten Dehnung auf (Abb. 5), so sieht man, daß man aus den Biegewinkeln doch allerlei Schlüsse ziehen kann, und daß hier eine Gesetzmäßigkeit unverkennbar ist. Man sieht vor allem, daß Proben, die nur ganz geringe Dehnung haben, unbrauchbar sind und daher auch nur einen kleinen Biegewinkel aufweisen. Die Schweißverbindung soll eben eine möglichst große Verformungsfähigkeit[4]) haben.

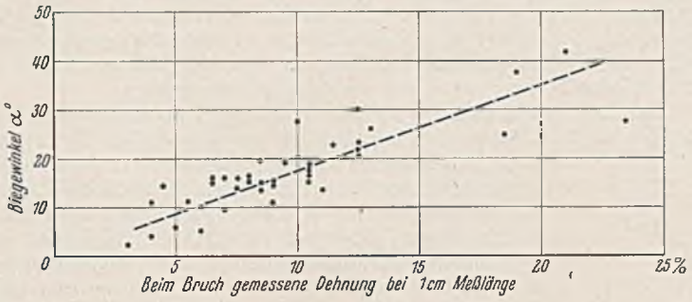


Abb. 5.

Auffallend ist, daß beim rein statischen Zugversuch mit dicken Platten, mit zugeschweißter Längsnut, trotz der geringen Dehnfähigkeit noch hohe mechanische Gütewerte erreicht wurden, nämlich:

	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Bruchdehnung δ_5 %
Probendicke 50 mm	35,6	55,5	15,3
Kleinstwert bei Probendicke 30 mm	33,9	52,1	6,6
Größtwert bei Probendicke 30 mm	39,1	57,5	14,8

Eine Erklärung für dieses Verhalten beim Zugversuch habe ich in Bautechn. 1937, Heft 12, S. 151, gegeben.

Da in unseren Bauwerken so starke Verbiegungen durch die Betriebslast, wie sie selbst bei den kleinsten bei den Versuchen festgestellten Biegewinkeln gefunden wurden, nicht vorkommen (1° würde schon genügen), so sind für die Beurteilung nicht die aufgetretenen Risse an sich, sondern das Durchschlagen der Proben das Gefährliche. Man könnte sich nach meiner Auffassung daher mit der Forderung, daß bei den Biegeproben Biegewinkel von mindestens 20° erreicht werden müssen, ohne daß die Proben durchschlagen, begnügen.

Im Stahlbau 1938, S. 51, habe ich einen Schweißversuch mit Gurtplatten und Stegblech in natürlicher Größe beschrieben, bei dem es sich darum handelte, einen geeigneten Schweißdraht und die günstigsten Schweißbedingungen für eine Brücke zu finden, an der Ausbesserungsarbeiten vorzunehmen waren (Abb. 6). Hier sei nur auf einen Versuch hingewiesen, bei dem praktisch zum erstenmal der große Einfluß der Wärme auf die Schweißbarkeit des St 52 in Erscheinung trat. Nachdem Schweißdraht und Schweißbedingungen mit bestem Erfolg ermittelt waren, versuchte man wieder unter denselben Bedingungen zu schweißen, wobei aber auf das Stegblech von der Rückseite Wind aufgeblasen wurde, so daß das Stegblech beim Schweißen kaum handwarm wurde. Es zeigte sich, daß die Schweißnaht nicht gezogen werden konnte, ohne Längsrisse in großer Zahl aufzuweisen. Dieser einfache Versuch gab uns die Anregung, bei den Biegeversuchen mit längsgeschweißter Nut auch die Platten auf 100, 200 und 300° vorzuwärmen. Der Erfolg war ganz überraschend. Es zeigte sich, daß weit größere Biegewinkel erreicht wurden und daß, was besonders wichtig ist, die Proben nicht mehr durchschlugen.

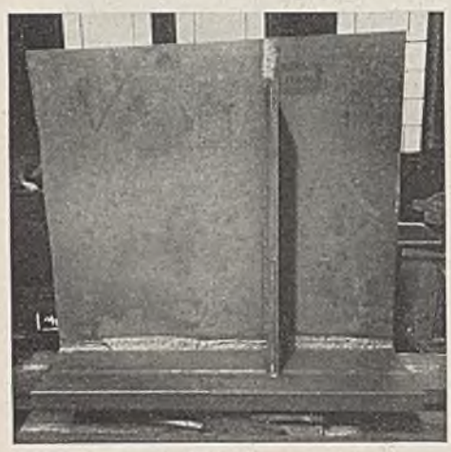


Abb. 6.

Nach Einleitung dieser Versuche in Dahlem wurden ähnliche Versuche auch bei einzelnen Stahlwerken ausgeführt. Es würde zu weit führen, diese Versuche im einzelnen zu erörtern. Es sei hier nur auf Bautechn. 1938, Heft 48, S. 652, verwiesen und dringend empfohlen, die dort von Geh. Rat Dr.-Ing. ehr. Schaper beschriebenen Versuche eingehend zu studieren.

Nach dem augenblicklichen Stande läßt sich zusammenfassend folgendes sagen:

1. Die chemische Zusammensetzung des Stahls ist nicht allein maßgebend für den erreichten Biegewinkel. Vielmehr wurden bei fast derselben Legierung bei einer Stahlmarke ganz kleine, bei einer anderen verhältnismäßig große Biegewinkel (30°) erreicht. Es bricht sich die Erkenntnis Bahn, daß beim Stahl sehr viel auf die metallurgische Behandlung ankommt; nützlich scheint ein längeres Kochen des Stahlbades zu sein. Anscheinend spielt dabei das Entweichen schädlicher Gase eine große Rolle. Ein feinkörniges Gefüge des Mutterwerkstoffs ist besser als ein grobkörniges.

2. Das unheimliche Durchschlagen (Trennungsbruch) der Probekörper beim Biegeversuch trat — wenn auch bei etwas größeren Biegewinkeln — auch bei einzelnen 50 mm dicken Stählen St 37 ein.

3. Aus den Härtemessungen nach dem Schweißen geht hervor, daß nicht die absolute Härte ausschlaggebend ist, denn bei den vorher auf 300° erwärmten Platten aus St 52 war die Härte viel größer als bei den Platten aus St 37, die bei 20° geschweißt wurden; trotzdem verhielten sich im vorliegenden Falle die Platten aus St 52 günstiger als diejenigen aus St 37; z. B. sind 45 mm dicke Proben aus St 37 bei 60 kg/mm² größter Härte in der Übergangszone durchgeschlagen, während 20 mm dicke Proben aus St 52 nicht durchgeschlagen sind, obwohl Härten bis zu 160 kg/mm² festgestellt wurden.

4. Röntgenographische Messungen des Kristallgitters ergaben, daß in der Nähe der Schweißungen infolge der Schrumpfung hohe Zugspannungen auftraten, denen Druckspannungen am Rande das Gleichgewicht halten (Abb. 7). Schneidet man nun seitlich Teile der Platte nach dem Schweißen weg (Breite b'), dann verändern sich die Druckspannungen. Dies hat zur Folge, daß auch die Spannungsspitzen in der Mitte (Zug) etwas abgetragen werden. Daraus erklärt sich zum Teil, daß schmälere Proben größere Biegewinkel ergaben als breite. (Daraus ergibt sich, daß man ein falsches Bild bekommt, wenn man die Probekörper nach dem Schweißen verschmälert.) Durch röntgenographische Messungen wurde festgestellt, daß sowohl bei St 37 (allerdings geschweißt mit Schweißdraht Zeus E V 52 h) als auch bei St 52 in der Nähe der Übergangszone zur Schweißraupe Schrumpfzugspannungen vorhanden sind, die quer und längs zur Platte größenordnungsmäßig annähernd gleich groß sind. Bei der Biegung der Platte sind die Platten an der Querdehnung durch den mehrachsigen Spannungszustand behindert.

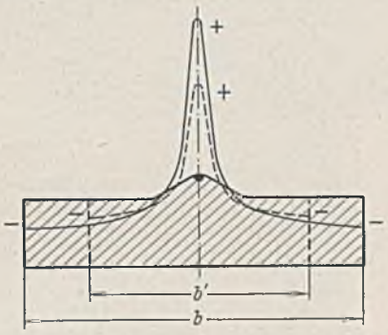


Abb 7. Änderung des Spannungsbildes bei Verschmälerung der Probe.

5. Ein Vorwärmen der 50 mm dicken Platten auf nur 200 bis 300° genügt schon, um die Abschreckwirkung beim Schweißen zu verhindern, so daß keine hohen Spannungsspitzen entstehen. Da so vorgewärmte Proben beim Biegeversuch nicht durchschlagen, so geht daraus hervor, daß die hohen Spannungsspitzen für das Durchschlagen der Platten verantwortlich sind. Erfreulicherweise werden diese Spannungsspitzen auch etwas abgetragen, wenn die bei Raumtemperatur geschweißten dicken Platten nachträglich auf 200 bis 300° erwärmt werden.

6. Werden statt einer Schweißraupe in der Mitte zwei Schweißraupen an der Seite gezogen, dann erreicht man wesentlich größere Biegewinkel. (Die Verstärkung der Gurtungen durch weitere Gurtplatten, die mittels Kehlnähten angeschlossen sind, wäre danach nicht ungünstig.)

7. Versuche mit normalisiertem Stahl St 52 (d. h. erhitzt auf 850° und langsam abgekühlt) ergaben bei dem Biegeversuch von Platten mit aufgeschweißter Längsraupe wesentlich größere Biegewinkel. Es entstanden zwar bei etwa 30° Biegewinkel die ersten Anrisse in der Naht, aber die Platten schlugen nicht durch.

8. Legte man die Platten beim Biegeversuch so auf, daß die Schweißnaht in der Druckzone lag, so ergaben sich große Biegewinkel und kein Durchschlagen der Platten.

Die auffallende Erscheinung, daß die Probekörper mit aufgeschweißter Längsnut schon bei kleinen Biegewinkeln ohne plastische Verformung (Trennungsbruch) durchschlagen, ist wahrscheinlich auf eine Formänderungsbehinderung durch den dreiachsigen Spannungszustand, der unter Umständen für den Bestand des Bauwerks gefährlich werden kann, zurückzuführen. Ich werde hierauf später zurückkommen. (Schluß folgt.)

[4]) S. auch Stahlbau 1938, S. 105.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Einfluß der Baumkante auf die Tragfähigkeit der Bauhölzer.[1]

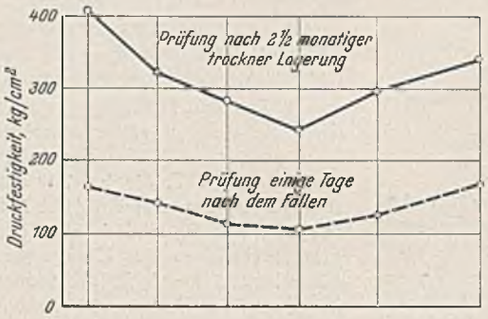
Von Otto Graf, Stuttgart.

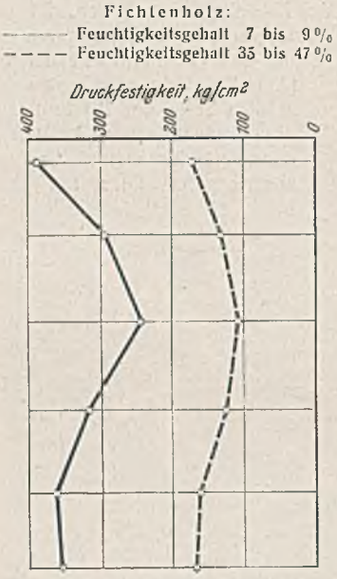
Man nimmt seit langer Zeit an, daß Balken und Stützen, die in bescheidenem Maße eine oder mehrere abgerundete Kanten besitzen, weil dort die Baumkante zurückgeblieben ist, ebenso tragfähig sind wie scharf geschnittene Hölzer. Zur Begründung wurde von uns oft darauf hingewiesen, daß die Holzfaser in der Baumkante ungestört bleibt, also nicht angeschnitten wird und deshalb tragfähiger bleibt als das scharfkantig angeschnittene Holz, sowie daß die Nadelholzstämme in der Regel außen das tragfähigere Holz besitzen (Abb. 1), so daß beim Sägen der Stämme, also auch beim Beseitigen der Baumkante oft das bessere Holz des Stammes entfernt wird. Dazu kommt die Forderung, mit dem Holz haushälterisch umzugehen und deshalb zu sorgen, daß die Stämme möglichst viel Nutzholz ergeben. Abb. 2 zeigt dazu einen Balkenquerschnitt mit bescheidenen Baumkanten; er mißt in der Breite 22 cm, in der Höhe 20 cm. Wenn man die Baumkante seitlich weggenommen hätte, wäre ein 17,3 cm breiter Balken entstanden. Wenn nun der Balken mit Baumkante mit gewissen durch unsere Versuche bestimmten Grenzen als ebenso tragfähig anzusehen ist wie der scharf geschnittene mit gleichen Außenmaßen, so ist es ein Verstoß gegen unsere Aufgaben im Werkstoffhaushalt, wenn wir den scharf geschnittenen Balken unter allen Umständen verlangen. Allerdings fehlten bisher zu einer solchen Stellungnahme die eindeutigen Unterlagen.

Um über den Einfluß der Baumkante auf die Tragfähigkeit der Bauhölzer eine klare Antwort zu erhalten, ist im vergangenen Jahre eine große Versuchsreihe vorbereitet worden. Die Forschungsgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft und die Stiftung zur Förderung der Bauforschung haben dem Fachausschuß für Holzfragen die erforderlichen Mittel bewilligt; die Württembergische Forstdirektion gab 25 Fichtenholzstämme aus dem Forstamt Ellenberg[2]). Die Versuche sind noch nicht abgeschlossen; ich berichte hier nur über die Prüfung der Hölzer, die im frischen Zustande geprüft wurden, also einen Wassergehalt über 30 % besaßen. Es folgen noch Versuche mit lufttrockenem Holz im kommenden Frühjahr.

[1]) Nach einem Vortrag in der 7. Holztagung am 3. Dezember 1938 zu Berlin. Vgl. dazu den ausführlichen Bericht in den Schriften des Fachausschusses für Holzfragen. Berlin 1939, VDI-Verlag.

[2]) Hier sei allen, die die Versuche unterstützten, herzlich gedankt, im besonderen Herrn Forstmeister Stehle, der unseren weitgehenden Wünschen möglichst entgegenkam, und meinem Mitarbeiter im Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens, Herrn Sinn.





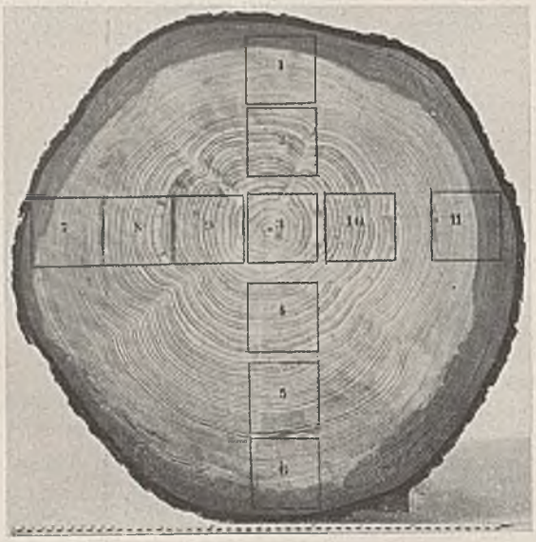


Abb. 1. Veränderlichkeit der Druckfestigkeit von Fichtenholz, festgestellt für einen normalen Stammquerschnitt.

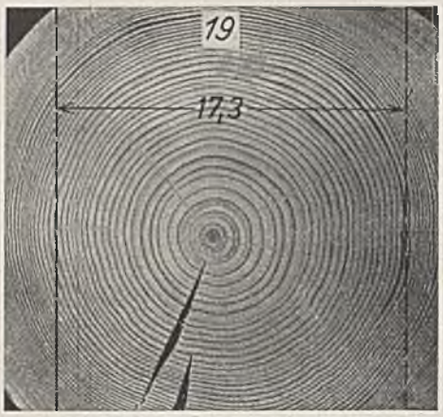


Abb. 2. Bauholz mit Baumkante.
Zur Beseitigung der Baumkante müßte der Balken von 22 cm auf 17,3 cm geschmälert werden, wenn die Höhe mit 20 cm beibehalten werden muß.

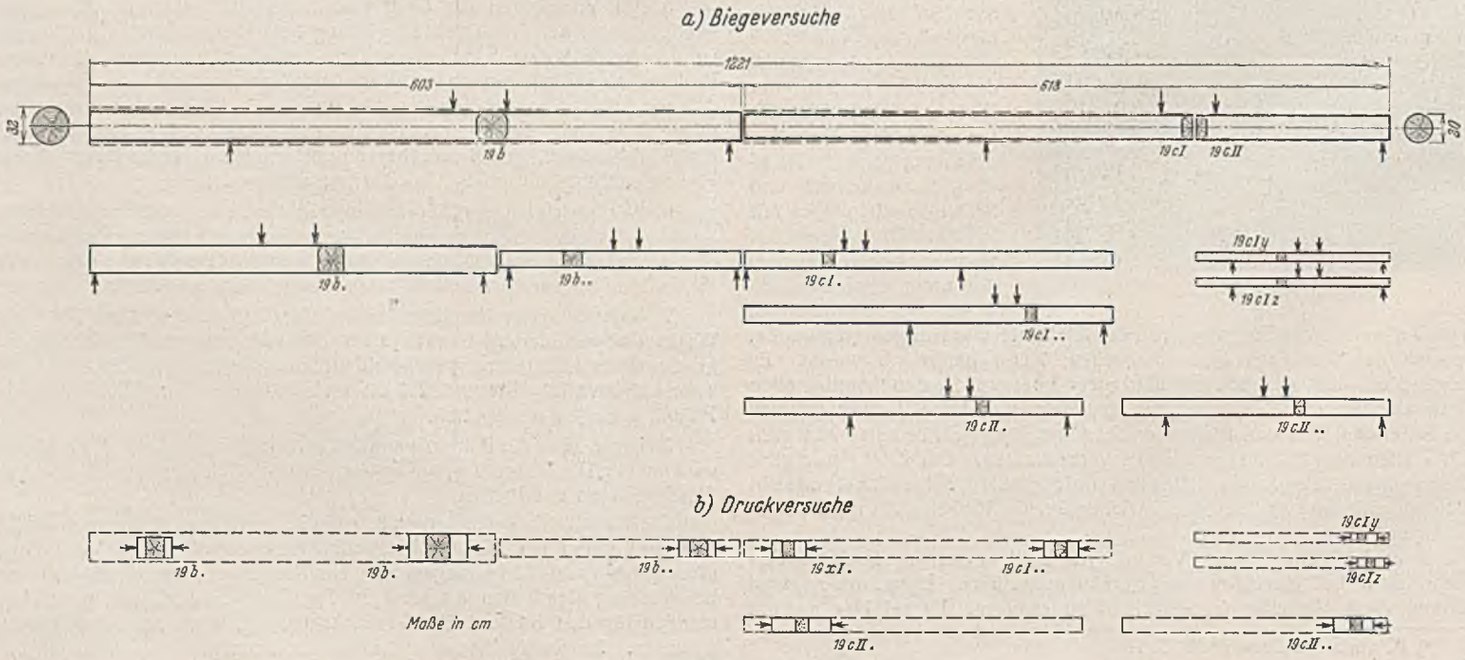


Abb. 3. Folge der Prüfung eines Baumstammes.

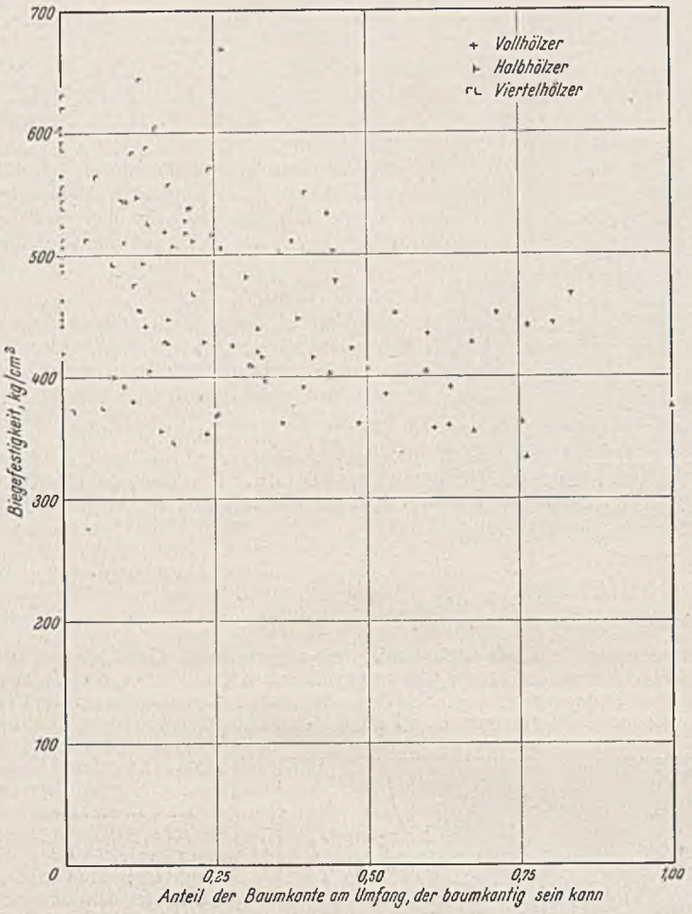


Abb. 4. Ergebnisse der Biegeversuche.

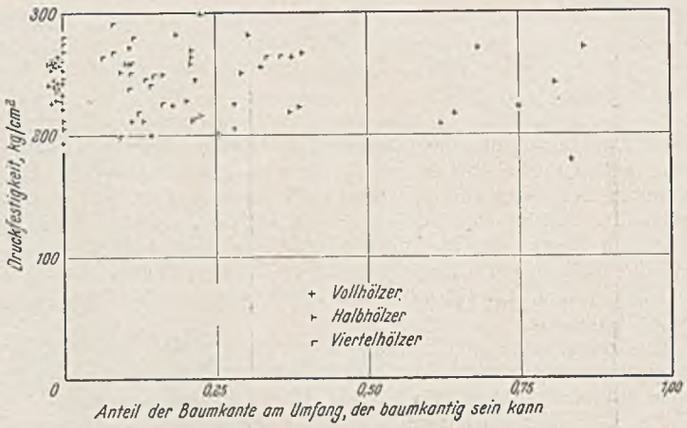


Abb. 5. Ergebnisse der Druckversuche.

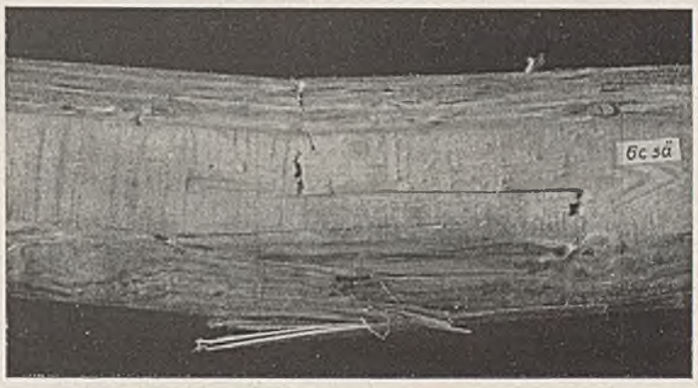


Abb. 6. Mit der Säge gestreifter Balken.
Zustand nach dem Biegeversuch. Biegefestigkeit 386 kg/cm².

Durchführung der Versuche. Der Gang der Versuche läßt sich in Abb. 3 verfolgen. Zunächst wurde der rd. 12 m lange Stamm in zwei rd. 6 m lange Stücke geteilt. Diese beiden Stücke sind im Sägewerk allseitig angeschnitten oder aufgeschnitten worden, derart, daß Vollholzbalken oder Halbholzbalken entstanden. Die Balken waren am dünneren Ende des Stammabschnitts eben noch allseitig mit der Säge gestreift.

Die so vorbereiteten Balken wurden gemäß der ersten Zeile der Abb. 3 auf Biegung geprüft. Die demgemäß geprüften Stücke wurden sodann nach der zweiten bis vierten Zeile der Abb. 3 geteilt und so hergerichtet, daß Vollholzbalken mit wenig Baumkante, Vollholzbalken mit scharfen Kanten, Halbholzbalken scharfkantig oder baumkantig, außerdem Viertelholzbalken, scharfkantig oder baumkantig, entstanden. Die Art der Prüfung der Balken ist jeweils in Abb. 3 angegeben. Die Auflagerentfernung betrug mindestens das 15fache der Balkenhöhe. Die Entfernung der Lasten war mindestens 20 cm, bei den großen Balken 50 cm. Aus den von den Biegeversuchen verbliebenen Reststücken wurden Proben für Druckversuche entnommen; hierüber gibt Abb. 3 unter b) Auskunft. Die Höhe der Proben betrug mindestens das $1^1/_2$fache der halben Summe der Seiten des Querschnitts.

Die Ergebnisse der bisher vorliegenden Biegeversuche mit frischem Holz sind in Abb. 4 zusammengestellt. Auf der Abszissenachse ist der Anteil der Baumkante am Umfang der Hölzer aufgetragen, und zwar der Anteil an dem Umfang, der baumkantig sein kann. Das Verhältnis wird demnach gleich Eins beim Rundholz, ferner beim Halbholz, wenn außer der Spaltsägefläche nur Baumkante vorhanden ist und beim Viertelholz, wenn nur die Kreuzschnittflächen gesägt sind. Auf der senkrechten Ordinate der Abb. 4 sind die Biegefestigkeiten angegeben, die von den Balken getragen wurden; sie sind unter der Annahme berechnet, daß die Balken vollkantig seien, also ohne Beachtung des Querschnittsverlustes durch die Baumkante. Die Eintragungen sind überdies durch Zeichen unterschieden, damit ohne weiteres erkennbar ist, ob es sich um Vollhölzer, Halbhölzer oder Viertelhölzer handelt; bei den Viertelhölzern liegt das Zeichen entweder nach unten oder oben offen, damit die Lage der Baumkante immer erkennbar wird.

Aus Abb. 4 ist folgendes zu entnehmen.

a) Die unteren Werte des Streufeldes der Biegefestigkeiten erscheinen nicht oder nur wenig abhängig von der Größe des Anteils der Baumkante; eine allgemeine Beschränkung des Maßes der Baumkante des Fichtenholzes ist deshalb wegen der Biegefestigkeit nicht nötig.

b) Die oberen Werte des Streufeldes steigen im allgemeinen mit Abnahme des Anteils der Baumkante.

Abb. 5 enthält die Ergebnisse der Druckversuche, derart, daß zu dem Anteil der Baumkante an dem Umfang, der baumkantig sein kann, die Druckfestigkeit aufgetragen ist, die sich unter Außerachtlassen der Baumkante gibt. Das Streufeld der Festigkeiten erscheint hier nicht oder nur wenig abhängig von dem Ausmaß der Baumkante. Das baumkantige Holz hat also fast ebensoviel Last getragen wie das scharfkantige.

Im ganzen ist unseren bisherigen Feststellungen zu entnehmen, daß eine Begrenzung der Baumkante an Balken und Stützen aus

Abb. 7. Mit der Säge gestreifter Balken.
Biegefestigkeit 406 kg/cm². Bruch bei *R* bei einer Verletzung durch den Rungensattel.

Abb. 8. Balken mit Baumkante.
Biegefestigkeit 441 kg/cm². Bruch bei einer Verletzung vom Fällen oder Verladen.

frischem Fichtenholz mit Rücksicht auf die Festigkeit nicht nötig erscheint. Ob diese Folgerung allgemein gilt, also auch für trockenes und rissiges Holz, wird sich voraussichtlich bei den noch im Gang befindlichen Versuchen ergeben.

Bei den Verhandlungen über die Güteklassen der Bauhölzer nach DIN 4074 wurde von den geschilderten Feststellungen Gebrauch gemacht durch Einführung der Schnittklasse *C*. Hiernach kann das tragende Bauholz unter bestimmten Voraussetzungen als sägegestreiftes Holz geliefert werden. Im übrigen darf nach DIN 4074 auch das scharfkantige Holz Waldkanten zeigen. Die Beschränkung der Waldkante beim Bauholz ist jetzt nur noch wegen eines sachgemäßen Zusammenbaues der Hölzer mit Versatzungen, Dübeln usf. und wegen einer ausreichenden Auflagerung nötig.

Schließlich sei an Abb. 6 bis 8 gezeigt, wie sich baumkantige Balken beim Bruch verhalten. Abb. 6 zeigt einen mit der Säge gestreiften Balken, der im mittleren Bereich Äste enthielt, allerdings derart, daß das Holz bei den Ästen nicht angeschnitten war. Der Bruchverlauf war nach Abb. 6 so, daß der Einfluß der Äste unwesentlich erscheint. Abb. 7 zeigt einen Balken, der an der Baumkante bei *R* eine Verletzung aufwies, wahrscheinlich von einem Rungensattel herrührend. Der Bruch begann an der verletzten Stelle.

Der in Abb. 8 dargestellte Balken brach an einer Stelle, die durch eine Prellung verletzt war.

Durch Abb. 7 u. 8 sei aufmerksam gemacht, daß vollbeanspruchtes baumkantiges Holz in dem hoch beanspruchten Bereich keine deutlichen Verletzungen aufweisen sollte, die im Walde oder beim Transport zum Sägewerk nicht immer vermeidbar sind.

Überdies ist zu beachten, daß Holz mit Baumkante, also mit Splintholz, von Holzschädlingen wie dem Hausbock anscheinend leichter angegangen wird als scharf geschnittenes Holz mit wenig Splint[3]). Doch ist diesem Umstande mit Mitteln zu begegnen, die m. E. außerhalb meiner heutigen Aufgabe stehen.

Schlußbemerkung.

Die bisherigen Ergebnisse der Versuche mit baumkantigen Balken und Stützen aus Fichtenholz lassen erkennen, daß es zweckmäßig ist, baumkantiges Holz zu verwenden. Die zulässigen Grenzen der Baumkante sind nicht mit Rücksicht auf die Biegefestigkeit der Balken oder wegen der Druckfestigkeit der Stützen zu wählen, sondern wegen des Zusammenbaues der Tragwerke.

[3]) Vgl. Franzke, Kaufmann, Schuch, Die Hausbockkäferfrage im Jahre 1938 usf. Verlegt vom Verband öffentlicher Feuerversicherungsanstalten in Deutschland.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Maastunnel in Rotterdam.

Von Dr.-Ing. Anton van Rinsum, Regierungsbaurat, München.

Bis zum Jahre 1870 spielte sich das Leben von Rotterdam auf dem rechten Maasufer ab. Das linke Ufer wurde fast nur landwirtschaftlich genutzt. Erst von diesem Zeitpunkte ab begann eine starke Aufwärtsentwicklung des Hafenverkehrs, dem die bestehenden Einrichtungen in dem eng bebauten Gebiete der Altstadt nicht mehr genügten. Die Hafenerweiterung griff daher auf das linke Ufer über.

Der Bau der ersten Uferverbindung, der Willemsbrücke, im Jahre 1878 brachte eine sprunghafte Hebung des Verkehrs mit sich: Zahlreiche Industrien und Schiffahrtunternehmen siedelten sich auf dem Südufer an, es entstanden (Abb. 1) in den 70er Jahren der Eisenbahnhafen, der Binnen- und der Entrepôt-Hafen; für die hier beschäftigten Arbeiter mußten Wohnungen beschafft werden. Bis zum Ausbruch des Großen Krieges hatte sich das Hafengebiet noch bedeutend durch den Rhein-, den Maas- und vor allem den Waalhafen im Südwesten der Stadt erweitert. Der letztere erhielt erst im Jahre 1931 seine endgültige Größe.

Heute wohnen auf dem Südufer der Maas bereits 30 v. H. der Bevölkerung der Stadt Rotterdam, die inzwischen auf 600 000 Bewohner angewachsen ist. Die Bebauungspläne sehen daher auch eine beträchtliche Erweiterung des Stadtgebietes nach dem Süden vor.

Bei dieser schnellen Entwicklung, die die Stadt genommen hat, erwies sich die Willemsbrücke, bis heute immer noch die einzige feste Straßenverbindung zwischen den beiden Maasufern, infolge ihrer abseitigen Lage zur heutigen Stadtentwicklung, ihrer ungenügenden Breite und der unglücklichen Führung der Zufahrten in keiner Weise mehr den Anforderungen des neuzeitlichen Verkehrs gewachsen. Dazu kommt, daß ihre Fortsetzung, die bewegliche Brücke über den Königshafen, den Verkehr völlig abstoppt, wenn größere Schiffe durchgelassen werden müssen. Der Verkehr über die Willemsbrücke an Personen- und Lastkraftwagen nahm allein in den Jahren 1927 bis 1933 von 18 000 auf 58 000 an sechs Wochentagen zu, das ist auf mehr als das Dreifache, wovon die Lastwagen allein 60 v. H. ausmachen! Und dieser Verkehr ist seitdem noch ständig im Steigen!

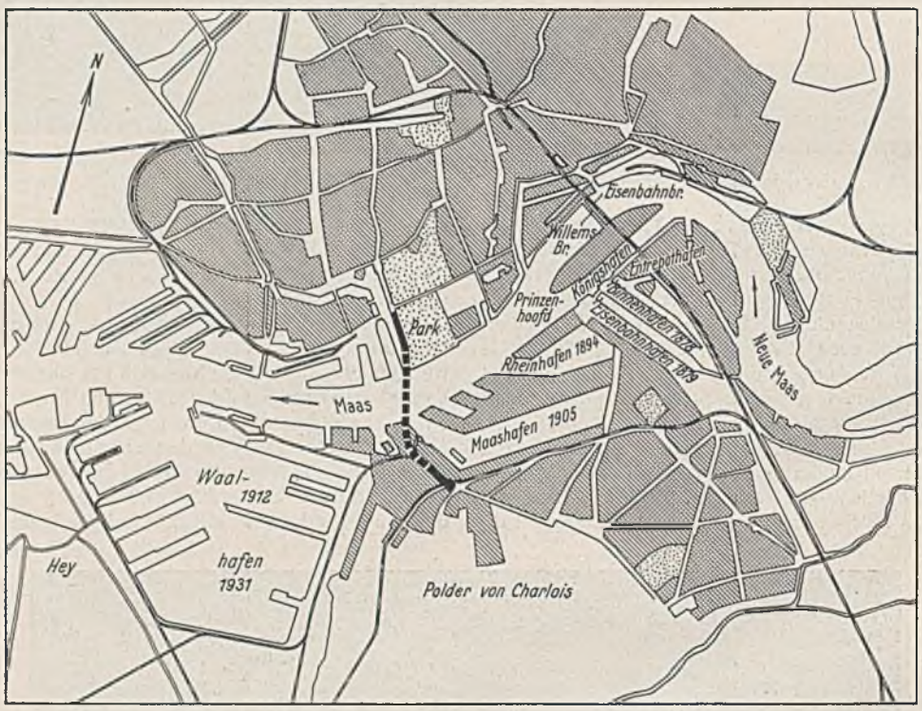


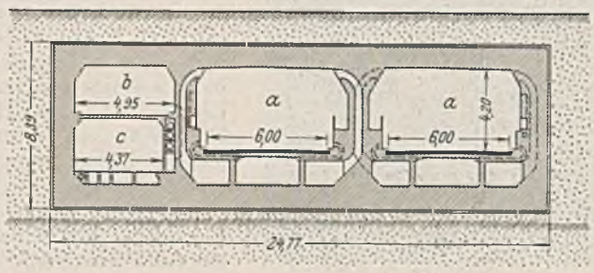
Abb. 1. Übersichtslageplan.

Die Bestrebungen nach einer zweiten festen Uferverbindung gehen bis an den Anfang dieses Jahrhunderts zurück, sie haben aber erst im letzten Jahrzehnt unter dem Zwange der drängenden Verhältnisse greifbare Formen angenommen. Heute hält man zwei weitere Uferverbindungen für notwendig: die eine über das Prinzenhoofd, die die beiden Stadtzentren miteinander verbinden soll, die andere in der Linie Park—Charlois, die für die Verknüpfung der beiderseitigen Hafengebiete am günstigsten gelegen ist. Seit 1929 befriedigt an dieser Stelle eine Wagenfähre die allernotwendigsten Verkehrsbedürfnisse.

Die zweite Uferverbindung wurde als vordringlich erkannt. Sie liegt außerdem im Zuge der in Ausführung begriffenen durchgehenden Reichsstraße Amsterdam—Rotterdam—Dortrecht mit dem Ziel, den Westen des Landes mit dem Süden und weiterhin mit Belgien auf dem kürzesten Wege zu verbinden. Im Verfolg dieses Planes sind bereits die großen festen Brücken bei Dortrecht und über den Moerdijk gebaut worden.

Für die Kreuzung der Maas hat man einen Tunnel vorgezogen. Eine Brücke hätte eine Durchfahrthöhe von 60 m und Rampen mit 1800 m Entwicklungslänge erfordert, was einer schnellen Verkehrsabwicklung abträglich ist[1]).

[1]) Vgl. Dr. J. Emmen, Entwurf einer Straßenverbindung über die neue Maas. Besprechung in Bautechn. 1936, Heft 14, S. 210.



a Kraftwagen, *b* Radfahrer, *c* Fußgänger.

Abb. 2. Schnitt durch den Flußtunnel.

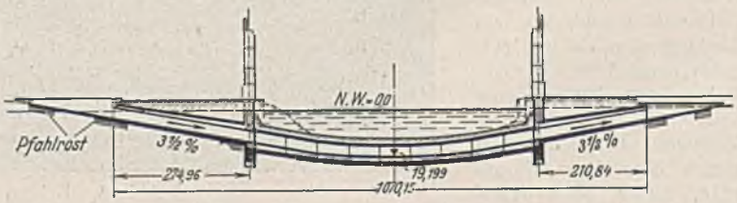


Abb. 3. Längsschnitt durch den Kraftwagentunnel.

Der Tunnel bietet Platz für zwei zweispurige Kraftfahrbahnen, die nach Richtungen getrennt sind (Abb. 2). In einem abgeschlossenen Teile sind übereinander die Bahnen für Fußgänger und Radfahrer angeordnet. Der langsame Verkehr der Handkarren und Pferdefuhrwerke bleibt von der Benutzung ausgeschlossen. Bei einer Länge des allseitig geschlossenen Tunnelteils von 1070 m kann er in 1 bis $1^1/_2$ Minuten durchfahren werden. Die Ausfahrten schließen mit $3^1/_2$ % Neigung an (Abb. 3).

Für die technische Ausführung ist die Lage des Tunnels günstig gewählt: Das auf den beiden Ufern benötigte Gelände war wenig bebaut und gibt Gelegenheit, die Zufahrten kreuzungsfrei zu entwickeln. Vor den Einfahrten sind genügend Ausweichplätze für etwaige Stockungen des Verkehrs und die notwendigen Garagen zur Unterbringung des Unterhaltungsgerätes vorgesehen.

Die örtlichen Verhältnisse ergeben zwanglos eine Dreiteilung der baulichen Anlage: Sie ist durch zwei große Entlüftungsgebäude an den beiden Ufern auch architektonisch betont (Abb. 4). Der mittlere Teil des Tunnels — im Fluß gelegen — wird in neun Abschnitten hergestellt. Einzeln werden sie schwimmend angefahren und auf die vorher ausgebaggerte Sohle abgesenkt. Die Tiefe der Rinne ergibt sich daraus, daß der Tunnel selbst rund 9 m hoch ist, daß für die Schiffahrt eine Tiefe von 11 m unter NW frei gehalten werden muß und außerdem eine Überdeckung von 1,50 m als Sicherheit gegen Beschädigung bei Ankerwurf gefordert wird.

Die landseitigen Teile des Tunnels werden im Trockenen zwischen eisernen Spundwänden hochgeführt. Das Grundwasser wird dabei mit Tiefbrunnen um 17 m abgesenkt. Diese Teile, die in einen allseits geschlossenen und einen trogförmigen Abschnitt zerfallen, leiten die Kraftfahrbahnen zum ebenen Gelände über. Der Fußgänger- und Radfahrerverkehr wird bereits bei den Entlüftungsgebäuden abgezweigt und mit vier Rolltreppen zur Überwindung eines Höhenunterschiedes von 17 m bis auf das Gelände gehoben. Der Untergrund auf dem linken Ufer weist bis auf 16 m unter NAP weiche Moor- und Tonschichten auf. Pfahlgründung war daher in größerem Umfange erforderlich. Auf dem rechten Ufer konnte sie erheblich eingeschränkt werden.

Auf eine gute Entlüftung und Beleuchtung des Tunnels wird besonderes Gewicht gelegt. Hierzu werden die Erfahrungen bei den amerikanischen Tunneln verwertet und eigene ergänzende Versuche an der Technischen Hochschule Delft angestellt. Der Lufterneuerung dienen 16 Schraubenventilatoren und ein Zentrifugalventilator. Sie sind einschließlich der elektrischen und der Einrichtungen für die Wartung der Anlagen in den Entlüftungsgebäuden untergebracht. Diese selbst wurden mit Druckluft-Senkkasten bis auf 22 m unter NAP gegründet.

Besondere Sorgfalt erfordert die Herstellung und Verlegung der neun Tunnelabschnitte im Fluß. Schildvortrieb kam wegen der ungenügenden Überdeckung nicht in Frage. Bei der gewählten Ausführung, die Tunnelteile in offener Baugrube auf die Sohle abzusetzen, waren schädliche Sohlenänderungen nicht zu befürchten. Denn die Baustelle liegt gerade in einem Bereich, wo der Fluß seine Kraft verloren hat, um die Sohle anzugreifen und damit die Baggerrinne zuzuspülen, anderseits ist auch von der Seeseite her als Folge der Gezeitenströmung keine Versandung wahrscheinlich.

Abb. 4. Entwurf für das Entlüftungsgebäude.

Drei Tunnelabschnitte werden gleichzeitig in Eisenbeton im Trockenen hergestellt (Abb. 5). Für diese Zwecke wurde der Heysche Hafen als Trockendock eigens umgebaut. Er wurde mit einem Eisenbetontor von 27 m Lichtweite abgeschlossen, das nach Bedarf ausgeschwommen werden kann. In diesem Hafen werden der Boden und die vier Umfassungswände hergestellt. Danach werden die Kasten schwimmend zum Waalhafen verbracht (Abb. 6), dort völlig geschlossen und für das Absenken hergerichtet. Um sie völlig wasserdicht zu machen, werden sie allseitig mit einem 6 mm dicken Stahlmantel eingehüllt, der gegen Rosten durch eine Betonschicht geschützt wird. Die Abschnitte sind, wenn sie den Heyschen Hafen verlassen, 7000 t schwer; nach der Fertigstellung ist das Gewicht auf 15000 t angewachsen.

Die einzelnen Tunnelteile werden an Ort und Stelle auf sorgfältig verlegte Betonschwellen in Abständen von genau 1 m abgesetzt. Unter Zuhilfenahme von Taucherglocken werden diese Lücken in Eisenbeton zusammengeschlossen. Danach können die Stirnwände beseitigt werden. Der zwischen dem Boden und der Sohle verbliebene Zwischenraum wird nach einem besonderen durch Patent geschützten Verfahren mit Sand eingespült, um einen gleichmäßigen Bodendruck zu gewährleisten.

Über nähere Einzelheiten der interessanten Bauausführung soll in gesonderten Ausführungen berichtet werden. — Im Juni 1937 wurde mit der Bauausführung begonnen, sie soll bis Mitte 1941 beendet sein.

Zu Beginn dieses Jahres war auf dem Nordufer das Entlüftungsgebäude und der anschließende Tunnelteil im Rohen fertig. Auf dem Südufer konnte der Senkkasten für das Entlüftungsgebäude bis auf die gewünschte Tiefe abgesenkt werden. Die Gründung und Hochführung des anschließenden Tunnelteils schreitet plangemäß fort. Im Fluß wurde die Baggerung der Baugrube aufgenommen. Für die außergewöhnliche Baggertiefe von 22 m müssen die Saugbagger eigens umgebaut werden. Bei den drei ersten Tunnelabschnitten wurde im Waalhafen mit der Verschalung und Bewehrung der Decken begonnen, im Heyschen ist bei weiteren drei Abschnitten der Boden betoniert.

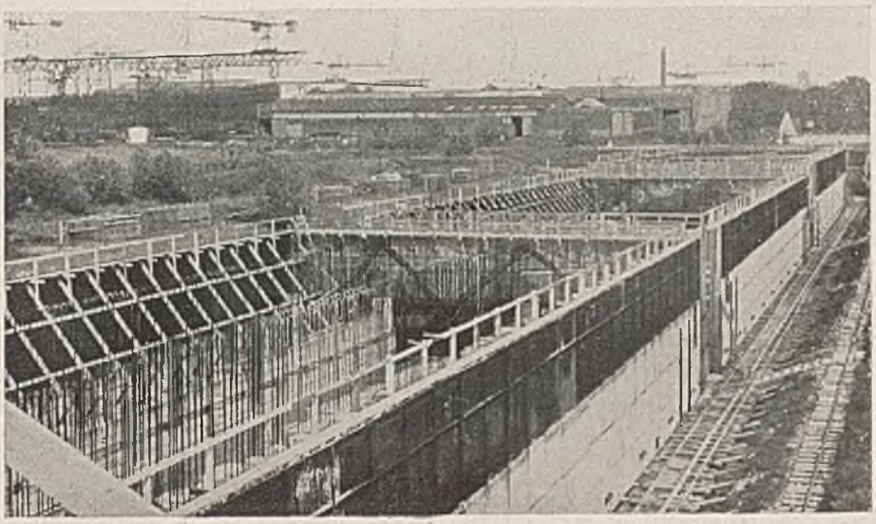


Abb. 5. Die ersten drei Tunnelabschnitte im Heyschen Hafen, fertig zum Abtransport.

Die Kosten des gesamten Baues sind unter Berücksichtigung der seit der Auftragserteilung eingetretenen Abwertung zu 17 Mill. Gulden veranschlagt; davon entfallen 12 Mill. auf den eigentlichen Tunnelbau, 5 Mill. auf die zusätzlichen Bauten und die Bauaufsicht. Der Entwurf wurde von der gemeindlichen technischen Behörde im Zusammenwirken mit der Arbeitsgemeinschaft verschiedener Unternehmer „Maastunnel" aufgestellt. Die Monatsschrift „De Maastunnel" berichtet fortlaufend über den Fortgang des Baues[2]). Sie wurde bei den vorstehenden Ausführungen teilweise benutzt.

Abb. 6. Verbringen eines fertigen Tunnelabschnitts vom Heyschen zum Waalhafen.

[2]) „De Maastunnel", herausgegeben unter der Aufsicht des Gemeindlichen technischen Dienstes, Rotterdam. Erscheint seit 1. November 1937.

Vermischtes.

Der XVII. Internationale Schiffahrts-Kongreß 1940, dessen Programm wir kürzlich brachten[1]), beginnt am Montag, den 3. Juni 1940 in Berlin und endet am Sonntag, den 23. Juni in Wien.

In der ersten Kongreßwoche, die in Berlin stattfindet, werden die Arbeitssitzungen der beiden Kongreßabteilungen — Binnenschiffahrt und Seeschiffahrt — abgehalten, auf denen die wissenschaftlichen Themen, die auf dem Kongreß erörtert werden sollen, behandelt werden. Außerdem finden an offiziellen Veranstaltungen ein Empfang der Reichsregierung sowie ein Empfang der Stadt Berlin und eine Festvorstellung statt. Zugleich ist den Kongreßteilnehmern während des Aufenthalts in Berlin Gelegenheit geboten, durch Führungen und Besichtigungsfahrten ein lebendiges Bild von der Reichshauptstadt und ihrer Umgebung zu gewinnen. Den Zielen des Kongresses dient ferner je ein Tagesausflug zum Schiffshebewerk Niederfinow und nach Leipzig, wo u. a. auch die Gutenberg-Ausstellung besichtigt werden wird. Nach Abschluß der Arbeitssitzungen in Berlin werden für die Kongreßteilnehmer zwei Studienreisen veranstaltet. Die eine Reise (Binnenschiffahrtsgruppe) führt über Magdeburg, Braunschweig, Hannover, Münster, im wesentlichen dem Zuge des Mittellandkanals folgend, und durch das Ruhrgebiet über die Städte Dortmund, Essen, Duisburg nach Köln. Diese Reise verfolgt im wesentlichen den Zweck, den Kongreßteilnehmern die Überwindung der Wasserscheiden und Flußtäler Norddeutschlands durch den Ausbau des Wasserstraßennetzes zu zeigen.

Die zweite Reise (Seeschiffahrtsgruppe) führt von Berlin aus zunächst zu den Ostseehäfen Stettin, Stralsund, Rostock und Lübeck, wobei auch ein Besuch des KdF.-Bades Mukran auf Rügen geplant ist. Von Lübeck aus wird die Studienreise zum Kaiser-Wilhelm-Kanal und zur Eider fortgesetzt, wo Wasserbauarbeiten ausgeführt werden, die sowohl der Schiffahrt als auch der Förderung der Landeskultur dienen. Über Brunsbüttelkoog geht dann die Reise die Unterelbe aufwärts nach Hamburg und von dort nach Bremen mit Bremerhaven. Auf diesem Teil der Reise sollen die Teilnehmer ein Bild von den größten deutschen Nordseehäfen gewinnen. Diese Gruppe begibt sich dann über Duisburg ebenfalls nach Köln, wo die beiden Abteilungen zusammentreffen und wo die Hauptsitzung des Kongresses stattfindet.

Der mehrtägige Aufenthalt in Köln soll den Teilnehmern des Kongresses das Studium der Internationalen Verkehrsausstellung ermöglichen. Daran schließt sich eine gemeinsame Studienreise der beiden Abteilungen nach Süddeutschland an, auf der den Teilnehmern die dort zu lösenden wasserbautechnischen Aufgaben, besonders die Überwindung der großen mitteleuropäischen Wasserscheide durch den Rhein-Main-Donau-Kanal, gezeigt werden sollen. Die Studienreise führt durch den schönsten Teil des rheinischen Schiefergebirges stromaufwärts nach Mainz, berührt den Main bei Frankfurt a. M., den Neckar bei Heidelberg und führt über Würzburg nach Nürnberg, wo eine Besichtigung des Parteitaggeländes vorgesehen ist. Auf der weiteren Fahrt von Nürnberg über Regensburg nach Passau werden einige Baustellen des Rhein-Main-Donau-Kanals besucht. Von Passau aus ist eine Fahrt donauabwärts, im wesentlichen mit dem Dampfer, über Linz nach Wien geplant. In Wien findet das Abschlußbankett und die Auflösung des Kongresses statt.

Zur Gründung der Elbe-Hochbrücke in Hamburg[2]). Die geplante Hamburger Elbe-Hochbrücke wird ein Gewicht von 900 000 t und eine Fundamentfläche von etwa 7000 m² haben. Noch vor wenigen Jahren wäre die Durchführung eines solchen Bauwerks kaum möglich gewesen, und nur die Entwicklung der Erdbaumechanik in der jüngsten Zeit schuf die Voraussetzungen für die wirtschaftliche Lösung einer solchen Aufgabe.

Wie wir dem Hamburger Tageblatt vom 2. März 1939 entnehmen, wurde vor etwa einem Jahre vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen dem Erdbaumechaniker Prof. Dr.-Ing. L. Casagrande, Berlin, der Auftrag erteilt, in Hamburg ein neuzeitliches Erdbaulaboratorium einzurichten und die erforderlichen erdbaumechanischen Vorarbeiten für die Gründung der Brücke durchzuführen. Über das bisherige Ergebnis seiner Arbeiten berichtet Casagrande nun folgendes[3]):

Der Umfang der in Hamburg vorgenommenen Untersuchungen ergibt sich schon daraus, daß im Gründungsbereich der Elbe-Hochbrücke mehr als 200 Tiefbohrungen ausgeführt wurden, teilweise unter schwierigen Verhältnissen von besonderen Gerüsten oder eigenen Bohrschiffen aus. Aus den Bohrlöchern wurden insgesamt etwa 10 000 gestörte und 500 ungestörte Bodenproben entnommen, die dann sorgfältig untersucht und ausgewertet wurden. Regelmäßig zeigen die so gewonnenen Profile unter einer alluvialen Schlick- und Sandschicht das anstehende Diluvium, das bis zu etwa 50 m unter N. N. aufragt. Das Diluvium besteht allgemein aus wechselnden Sandschichten und Geschiebemergel. Darunter befindet sich dann meist tertiärer Glimmerton in größerer Mächtigkeit, bei dem jedoch — oft nur wenige Meter voneinander getrennt — sehr starke Höhenunterschiede auftreten.

Für die praktischen Arbeiten, deren Durchführung durch die Bohrungen vorbereitet werden sollte, ergaben sich schließlich folgende Fragestellungen und Antworten, wie Casagrande in seinem genannten Aufsatz anführt:

1. Welche Linienführung der Brücke ist vom gründungstechnischen Standpunkte aus möglich? Im untersuchten Bereich von etwa 3 km Uferlänge kann eine größere Anzahl möglicher Linienführungen empfohlen werden. Darunter fällt auch die von Gesichtspunkten der Gesamtplanung empfohlene Linie „2450", d. h. 2450 m elbaufwärts vom Rathaus Altona aus.

2. Wie tief müssen die Pylonen und Widerlager gegründet werden? Die erforderlichen Tiefen der Pylonen werden sich zwischen 20 und 25 m bewegen müssen, jene der Widerlager zwischen 15 und 20 m unter Gelände.

3. Welche Belastungen werden in der Gründungssohle als zulässig erachtet? Hier war es unmöglich, die für diese Böden in der Baupraxis unter Vernachlässigung von Auftrieb und Vorbelastung als zulässig erachteten Belastungen von < 3 bis 5 kg/cm² zugrunde zu legen, weil damit die Gründungen uferlose Ausmaße erreicht hätten. Die Untersuchungen führten zu dem Ergebnis, daß für die Pylonen mit genügender Sicherheit Sohlendrücke von 10 bis 15 kg/cm² zugelassen werden können, vielleicht sogar noch mehr.

4. Welche Setzungen werden die Pylonen während des Baues und nach Fertigstellung erfahren, und welches Größtmaß an unterschiedlichen Setzungen ist zu erwarten? Die Gesamtsetzung wird sich in der Größenordnung zwischen 0,5 und 1,5 m bewegen, doch wird mindestens die Hälfte schon während der Bauzeit der Pylonen eintreten. Die Setzungsunterschiede der beiden Pylonen werden höchstens 0,5 m betragen.

5. Welche Schiefstellung der Pylonen kann äußerstenfalls eintreten? Eine geringe Schiefstellung des nördlichen Pylonen ist zu erwarten. Genauere Untersuchungen darüber sind noch im Gange. —

Eine Reihe technischer Fragen läßt sich, wie Casagrande weiter ausführt, mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen nur in roher Form beantworten. Aus diesem Grunde wurde die Absenkung eines schon in Bau befindlichen Probesenkkastens in der Umgebung des nördlichen Pylonen empfohlen. In diesem Senkkasten sollen u. a. Probebelastungen auf Sand in großem Maßstabe, Setzungsbeobachtungen, Grundwasserabsenkungsversuche usw. durchgeführt werden.

[1]) Bautechn. 1939, Heft 6, S. 83.
[2]) Bautechn. 1938, Heft 19, S. 247.
[3]) Der deutsche Baumeister 1939, Heft 1.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung: Versetzt: die Reichsbahnräte Meißner, Vorstand des Betriebsamts Bautzen, als Vorstand zum Betriebsamt Chemnitz 3, v. Ammon, Vorstand des Betriebsamts Döbeln, als Dezernent zur RBD Regensburg, Kurt Becker, Vorstand des Betriebsamts Frankfurt (Main) 2, als Dezernent zur RBD Dresden, Gerhard Berndt, Vorstand des Betriebsamts Neu-Ulm, als Vorstand zum Neubauamt Linz 1, Triebel, Vorstand des Betriebsamts Bamberg, als Vorstand zum Betriebsamt Zwittau, Keidel, Vorstand des Betriebsamts Stettin 1, als Vorstand zum Betriebsamt Mährisch-Schönberg, Krumbach, Vorstand des Betriebsamts Bingen (Rhein), als Vorstand zum Betriebsamt Mies, Walter Albrecht, Vorstand des Betriebsamts Stuttgart 3, als Vorstand zum Betriebsamt Friedberg (Hessen), Quarck bei der RBD Saarbrücken als Dezernent zum RZA Berlin, Schmeißer, Vorstand des Betriebsamts Coesfeld, als Vorstand zum Betriebsamt Freiwaldau, Doll, Vorstand des Betriebsamts Uelzen, zum Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen, Dürr, Vorstand des Betriebsamts Worms, als Vorstand zum Betriebsamt Tetschen, Borschdorf, Vorstand des Betriebsamts Insterburg, als Vorstand zum Betriebsamt Saaz, Forster, Vorstand der Bauabteilung Salzburg der Reichsautobahnen München, als Vorstand zum Betriebsamt Frankfurt (Main) 2; — die Reichsbahnbauassessoren Kockelkorn, Vorstand des Betriebsamts Kreuzberg (Oberschlesien), als Vorstand des Betriebsamts Oppeln 2, Herzberg bei der RBD Dresden als Vorstand zum Neubauamt Plauen (Vogtland), Steenbeck bei der RBD Hannover zur RBD Dresden, Fehling beim Neubauamt Wittenberg zur RBD Halle (Saale), Nebelung beim Betriebsamt Essen 1 zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Schüller beim Betriebsamt Ulm zum Neubauamt Tuttlingen, Heitner beim Betriebsamt Hamburg-Altona zur RBD Dresden, Richard Maier bei der RBD München zur RBD Nürnberg.

Berichtigung.

In Bautechn. 1939, Heft 10, S. 129, sind die Abbildungen 1 u. 4 (ohne die Unterschriften) miteinander zu vertauschen. — Ferner sind auf S. 135, r. Sp., Zeile 7 von unten (hinter St 37), die Worte „einschl. Muffen" zu streichen.

INHALT: Tätigkeit der Bayer. Landeswasserbauverwaltung im Jahre 1937. (Fortsetzung.) — Augenblicklicher Stand des Schweißens von Stahlbauwerken in Deutschland. — Über den Einfluß der Baumkante auf die Tragfähigkeit der Bauhölzer. — Der Maastunnel in Rotterdam. — Vermischtes: Der XVII. Internationale Schiffahrts-Kongreß 1940. — Zur Gründung der Elbe-Hochbrücke in Hamburg. — Personalnachrichten. — Berichtigung.

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