DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang BERLIN, 21. Februar 1936 Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Isarbrücke in Bad Tölz.

Von Dr.-Ing. L. Pistor, o. Prof. an der Techn. Hochschule München.

I. Vorgeschichte.

Die Stadt Bad Tölz erstreckt sich zu beiden Seiten der Isar, ungefähr dort, wo der Fluß das Gebirge verläßt. Die Hauptquerverbindungsstraße des Oberlandes, die im wesentlichen am Gebirgsfuß entlang führt, überschreitet in Tölz die Isar, während der nächste vollwertige Übergang sich erst etwa 20 km flußabwärts befindet. Der Tölzer Flußübergang hatte daher von alters her große Bedeutung, die sich mit der Zunahme des örtlichen und durchgehenden Straßenverkehrs, besonders aber des Kraftwagenverkehrs, noch gesteigert hat.

Der Übergang wurde bisher durch eine aus den achtziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts stammende Brücke gebildet (Abb. 1), deren eiserner Überbau auf noch älteren, unregelmäßig stehenden und verschiedentlich ausgebesserten Pfeilern ruhte, von denen einer infolge früherer, wahrscheinlich schon beim Bau eingetretener Setzungen nicht unerheblich schief stand. Der Überbau bestand aus freiaufliegenden eisernen Gitter- bzw. Vollwandbalken mit Stützweiten zwischen 12,5 und 17 m, die Fahrbahntafel aus Belageisen mit Makadambelag. Die nutzbaren Breiten — zwei Fußwege mit je 1,20 m, Fahrbahn 4,60 m — waren für den ganzjährig starken Verkehr, der während des Kurbetriebes im Sommer Höchstziffern erreicht, längst ungenügend geworden. Dazu trat eine äußerst ungünstige Lage der alten Brücke im Grundriß (Abb. 2), besonders am rechten Ufer. Da die alte Brücke bzw. deren breite Pfeiler als Ersatz für einen früheren, zu einem nicht näher festzulegenden Zeitpunkte durch Naturereignisse zerstörten Übergang errichtet wurde, lag ihre Achse nicht in der Verlängerung der anschließenden, stark ansteigenden Marktstraße, sondern etwa 12 m seitlich davon. Der Übergang wurde durch eine enge S-Kurve gebildet, in die gleichzeitig noch zwei seitliche verkehrsreiche Straßen mündeten, die südliche davon ebenfalls mit starkem Gefälle. Diese außermittige Lage der Brücke erwies sich allerdings für den Neubau sehr günstig, da dieser ohne vorherige Beseitigung der alten Brücke begonnen und eine Notbrücke erspart werden konnte.

Abb. 1. Alte Isarbrücke in Bad Tölz.

Das alte Bauwerk war aus bau- und verkehrstechnischen Gründen bereits vor dem Kriege ersatzreif. Tatsächlich war schon 1914 der Neubau eingeleitet. Der Krieg und die wirtschaftlichen Nöte der Nachkriegszeit verhinderten bis 1933 die Durchführung. Erst die Wiedergeburt Deutschlands im Dritten Reich ermöglichte unter Beseitigung aller, auch bürokratischer Schwierigkeiten die Ausführung.

Es ist besonders erfreulich, daß sich die Träger der Gesamtarbeit, Stadtgemeinde und Bezirk Tölz, vertreten durch rechtskundigen Bürgermeister Stollreither und Oberamtmann Fergg, von vornherein zu einer grundlegenden Bereinigung der gesamten Verkehrsanlage entschlossen hatten. Ermöglicht wurde dies vor allem auch durch das Eingreifen und die weitgehende Förderung, die Staatsminister und Gauleiter Adolf Wagner dem Bauvorhaben angedeihen ließ. Ihm vor allem und den beiden Vorgenannten ist es zu danken, daß nicht nur die Brücke erneuert wird, sondern auch die beiderseitigen Landanschlüsse einschließlich der Uferregelung in einer alle verkehrstechnischen und städtebaulichen Wünsche erfüllenden Weise ausgestaltet werden konnten. Der Anpassung der Gesamtbauanlage in Gestaltung und Werkstoff an das umgebende sehr reizvolle Stadt- bzw. Landschaftsbild mußte hierbei besondere Sorgfalt gewidmet werden.

Der ursprüngliche Entwurf umfaßte den Neubau der Brücke, die Erstellung einer Ufermauer von rund 125 m Länge am rechten Ufer zur Ermöglichung der Straßenverbreiterung, eine damit im Zusammenhang stehende Kanalisations-Veränderung und -Verlängerung und verschiedene Nebenarbeiten. Zur Erlangung geeigneter Entwürfe, besonders für die Brücke, wurden neun Firmen im Dezember 1933 zu einem beschränkten Wettbewerb mit verbindlicher Angebotabgabe aufgefordert. Hierbei wurde der vom Verfasser zusammen mit der Bauunternehmung Leonhard Moll, München, eingereichte Entwurf zur Ausführung gewählt. Dieser Entwurf sah eine Eisenbetonbalkenbrücke mit vier Öffnungen und sehr schlichten Formen vor. Die Grundzüge dieses Entwurfs blieben auch bei der weiteren Ausgestaltung erhalten.

Während der weiteren Verhandlungen entschloß sich die Bauherrschaft auf Anraten des zuständigen Referenten bei der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, Oberregierungsrat Gablonsky, doch noch zu einer etwas großzügigeren Ausgestaltung der Gesamtanlage. Vor allem sollte die lange und hohe Stützmauer am rechten Ufer eine Natursteinverkleidung erhalten, da eine Betonfläche großer Ausdehnung im reizvollen Landschaftsbilde als Fremdkörper erscheinen mußte. Ähnliche Überlegungen führten dann auch zur Verkleidung der Pfeilerköpfe. Außerdem sollte durch entsprechende Ausgestaltung der beiden Brückenköpfe und sorgfältige Behandlung aller für die Erscheinung der Bauwerke wichtigen Einzelheiten — an denen oft gespart und gesündigt wird — eine vollkommene Einpassung in den gegebenen landschaftlichen und städtebaulichen Rahmen erzielt werden, ohne besonderen monumentalen Aufwand, der örtlich unangebracht wäre, zu betreiben. Dem Zusammenwirken aller Beteiligten, besonders der engen Fühlungnahme zwischen Ingenieur und Architekt dürfte es gelungen sein, dieses Ziel zu erreichen. Das Bauwerk ist

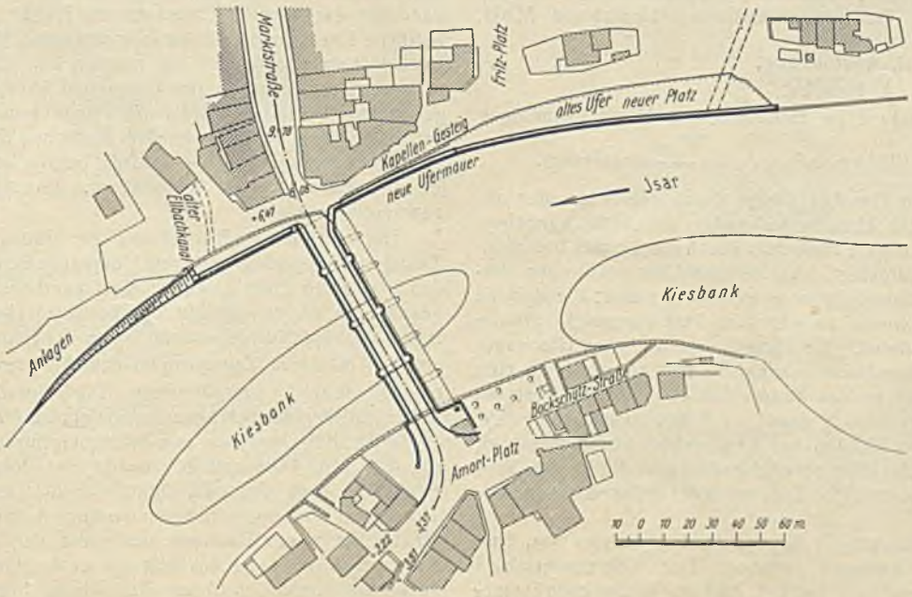


Abb. 2. Lageplan.

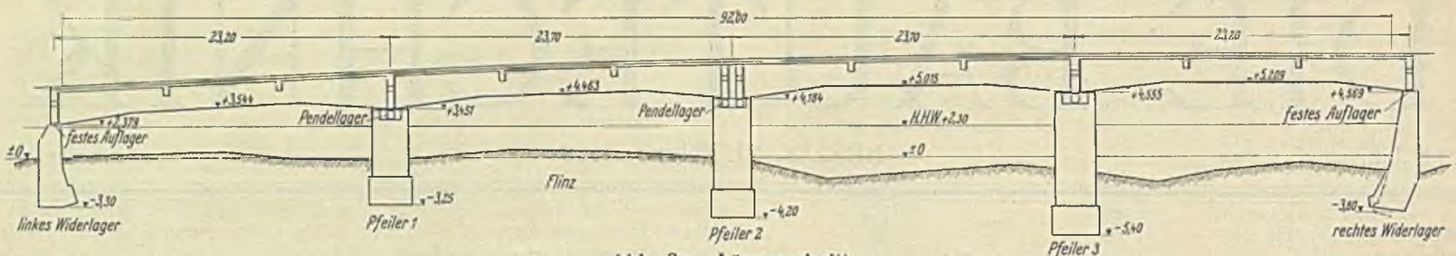


Abb. 3a. Längenschnitt.

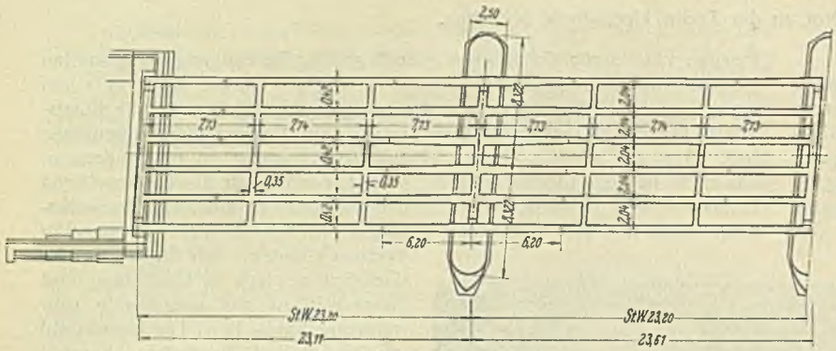


Abb. 3b. Draufsicht.

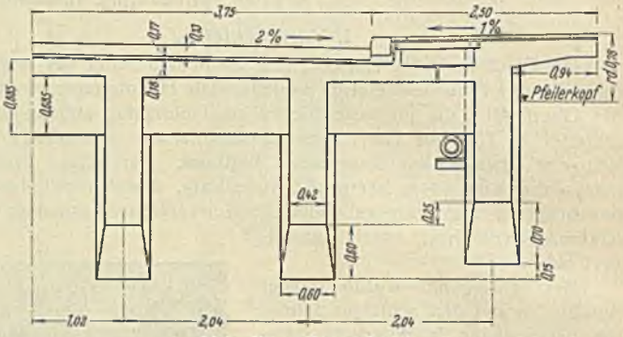


Abb. 3c. Querschnitt.

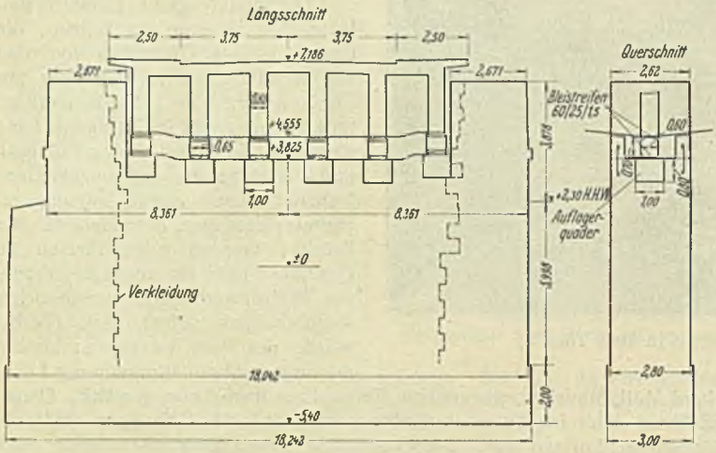


Abb. 3d. Pfeilerschnitt.

damit gleichzeitig Ausdruck der Baugesinnung des Dritten Reiches geworden.

Die Aufstellung des baureifen Entwurfs und die Leitung der Ausführung oblag dem Verfasser; die architektonische Bearbeitung der Gesamtlage war dem Architekten Roderich Fick, Herrsching-München, übertragen, beratendes und Aufsichtsorgan für die Bauherrschaft war das Ingenieurbüro Gerhart u. Zenns, München. Die Ausführung aller maßgeblichen Arbeiten besorgte die Bauunternehmung Leonhard Moll, München.

II. Ausführung.

1. Brücke.

Die Brücke war für Klasse 1 zu entwerfen, als Höchstspannungen waren nach DIN 1075 $\sigma_e = 1200\,\mathrm{kg/cm^2}$, $\sigma_b = \frac{W_{b28}}{3{,}5}$ zugelassen.

Die Lage der Brücke im Grundriß war durch die Achse der anschließenden Marktstraße, der Hauptverkehrsader der Stadt, gegeben. Ebenso war der Verlauf des linken Flußufers durch die bereits bestehenden niedrigen Ufermauern festgelegt. Am rechten Ufer mußte zur Verbesserung der Vekehrsverhältnisse Raum gewonnen werden; die dort zu errichtende neue Ufermauer wurde so weit (um 3 m) vorgerückt als die Abflußverhältnisse dies gestatteten. Im übrigen war die neue Ufermauer der Flußkrümmung in gefälliger Form anzupassen und unterhalb an eine fertige Uferböschung, oberhalb an das Ende einer etwa 200 m entfernten Mauer anzuschließen. Es ergab sich damit, in Brückenachse gemessen, eine lichte Durchflußweite von 84,10 m bei einer gesamten Überbaulänge von 94,50 m. Da die beiden Ufer nicht parallel laufen, sind die Längsachsen der Pfeiler fächerförmig angeordnet. Die mittlere Brückenschiefe beträgt 8°.

Im Aufriß waren die Höhenlagen des rechten Endpunktes fest, jene des linken innerhalb enger Grenzen gegeben. Der Höhenunterschied zwischen linkem und rechtem Ufer beträgt 2,20 m, entsprechend einer mittleren Steigung von 2,3%. Auf Vorschlag des Architekten wurde jedoch die Achse im Höhenplan nach einem Bogen mit etwa 80 cm Stich geformt. Diese Formgebung verleiht der Brücke beider Ufer ein sehr gefälliges Aussehen. Die Steigungsvergrößerung am linken Brückenende auf etwa 5,5% konnte mit in Kauf genommen werden, da die rechts anschließenden Straßen ohnehin noch stärkere Steigungen aufweisen.

Im Brückenquerschnitt war die Breite der Fahrbahn mit 7,5 m festgelegt. Dies mag bei dem sehr starken Verkehr knapp erscheinen, doch sind die Fahrbahnen anschließender Straßenzüge, bei denen in absehbarer Zeit eine Verbreiterung nicht in Frage kommt, zum Teil nur 6 m breit. Dagegen waren reichliche Fußwegbreiten vorzusehen, da die Brücke als landschaftlicher Mittelpunkt mit Aussicht auf Fluß (Flöße und Faltboote) und Gebirge von den Kurgästen und Ausflüglern sehr stark besucht wird. Es sind daher zwei Gehsteige mit je 2,5 m Nutzbreite ausgeführt. Als Aussichtspunkte und zur Entlastung der Gehsteige waren ferner vom Bauherrn auf Grund der Erfahrungen Kanzeln über den Pfeilern gefordert, die in der aus den Abbildungen ersichtlichen Form angeordnet wurden. Dieses architektonisch umstrittene Bauelement hat sich im vorliegenden besonderen Falle als sehr zweckmäßig erwiesen.

Im Querschnitt waren ferner zwei Kabelkanäle sowie Auflager für die Überführung zweier Rohrleitungen vorzusehen (Abb. 3). Entsprechend den übrigen Grundzügen der Baugestaltung sind Granitbordsteine, gespitzt, als Fahrbahnbelag Granitsteinpflaster mit Fugenverguß, als Gehsteigbelag geschliffene Kunststeinplatten aus Quarzitbeton zur Verwendung gelangt.

Die Grundgedanken der architektonischen und konstruktiven Gestaltung des Eisenbetonüberbaues waren bereits im Wettbewerbsentwurf geklärt. Sowohl durch den Umstand, daß ausgezeichneter Sand und Kies an Ort und Stelle im Flußbett vorhanden war, als auch aus gestaltenden Gründen kam nur der Baustoff Eisenbeton in Frage. Wirtschaftliche und schönheitliche Erwägungen führten zur Balkenbrücke mit vier Öffnungen. Dem Landschaftsbild entsprach am meisten ein straff geführter und schlanker, in seinen Abmessungen (im Felde und über den Stützpunkten) gut ausgeglichener Balken. Dieser entspricht in seiner Formgebung und Massenverteilung auch vollkommen dem statischen Kräftespiel. Es bestand daher auch kein Grund, auf die statisch begründeten Schrägen zu verzichten (es sei denn an den Widerlagern, wo sie jedoch vom Architekten gewünscht wurden).

Die erwünschte Erscheinung der Brücke bedingte mäßig niedrige Träger bei möglichst geringen Überbaukosten. Der Trägerabstand wurde daher ziemlich klein gewählt; die Trägerhöhe ergab sich damit noch groß genug, um an den Stellen der positiven Größtmomente mit verhältnismäßig niedriger Betonspannung ($\sigma_b \approx 43\,\mathrm{kg/cm^2}$), ohne doppelte Bewehrung und mit mäßigem Zugeisenquerschnitt ($F_e \approx 150\,\mathrm{cm^2} = 1{,}5\%$ des Gesamtbetonquerschnitts) auszukommen. Die Trägerhöhe beträgt $\approx 1/13$ der Stützweite. Infolge der Schrägen bleiben auch die Biege- und Schubspannungen sowie die Bewehrung in den Stützquerschnitten mäßig. Diese sind, wie aus Abb. 3 u. 4 ersichtlich, sowohl der Höhe als auch der Breite nach gegenüber dem Feldquerschnitt vergrößert. Die beabsichtigte architektonische Wirkung wird hier allerdings durch die Kanzeln zum Teil verdeckt. Wenn das Bauwerk nun trotz der nicht sehr weit getriebenen statischen Ausnutzung des Balkens recht schlank aussieht, so liegt das in vorausbestimmten optischen Maßnahmen begründet. Sehr günstig wirkt hier ausnahmslos infolge der Schattenbildung eine nicht zu kleine Aus-

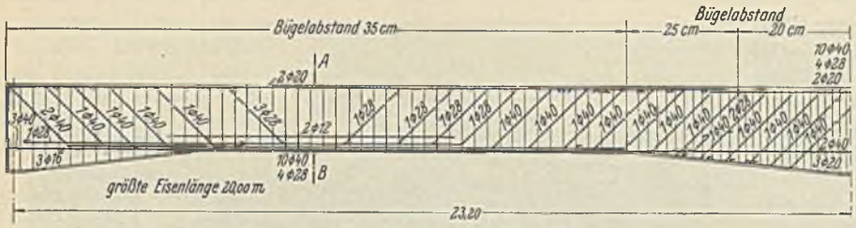
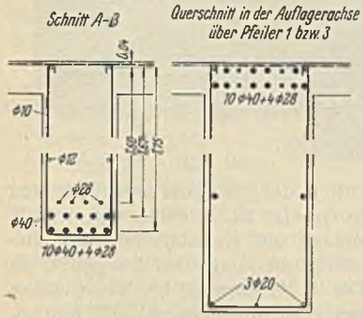


Abb. 4a. Bewehrung der Hauptträger.



Zu Abb. 4a.

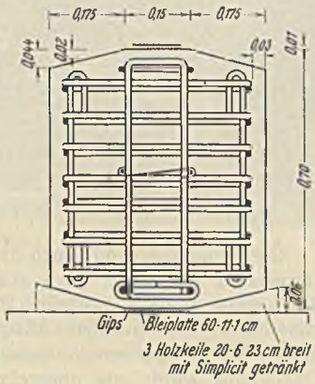


Abb. 4b. Bewehrung eines Auflagerpendels.

kragung über dem Randträger. Die Auskragung muß in bestimmten Verhältnissen zur Trägerhöhe stehen; sehr große Auskragungen erfordern besondere Maßnahmen, die sich auch in statischer Beziehung verwerten lassen. Bei Brücken mit mehr als drei Hauptträgern kann in optischer Hinsicht auch sehr viel durch die Ausführung des sichtbaren Randträgers mit geringerer Höhe erreicht werden. Die höheren Innenträger verschwinden dann in der Schattenfläche der Brückenuntersicht, den Maßstab der Schlankheit gibt nur der beleuchtete Randträger. Die mögliche Höhenverringerung hängt vom Trägerabstande ab. Im vorliegenden Falle liegt die Unterkante des Randträgers im Feld 25 cm, an den Stützen 15 cm höher als die Unterkante der inneren Hauptträger. Die Wirkung kann an Abb. 8 studiert werden. Eine weitere Rolle spielt bei der Tölzer Brücke das Geländer, über das später noch einiges zu sagen ist.

Derartige „optische" Maßnahmen lassen sich oft ohne besondere Schwierigkeiten durchführen; bei ihrer Anwendung hätte manche plumpe Eisenbetonbalkenbrücke ein besseres Aussehen erhalten. Voraussetzung dazu aber ist, daß der entwerfende Ingenieur über den Horizont der rein statisch konstruktiven Aufgabe hinausblickt und sich, wenn gestaltende Aufgaben an ihn herantreten, wenigstens zeitweise vom Leitseil mechanischer Rechnungsergebnisse trennen kann.

Bei gutem Baugrunde konnte als statisches System für den Überbau ein durchlaufender Träger gewählt werden. Die Länge von 94,5 m legte, auch unter Berücksichtigung der Brückenbreite, eine Unterteilung nahe. Die Trennung wurde über dem Mittelpfeiler vorgesehen, der Überbau zerfällt damit in zwei nahezu gleiche Teile, jeder einen spiegelgleichen Zweifeldträger mit 23,20 m Stützweite bildend. Infolge der fächerförmigen Anordnung der Widerlager- und Pfeilerachsen ist die Schiefe beider Hälften etwas verschieden ($\approx 4°$ und $\approx 6{,}5°$) und die Auflagerachsen sind gegenüber den Pfeiler- bzw. Widerlagerachsen etwas verschwenkt. Aus schon erörterten Gründen wurden sechs Hauptträger mit einem Achsabstande $= 2{,}04$ m angeordnet. Die Fahrbahnplatte ist 18 cm dick und quer zur Brückenachse gespannt. In jedem Felde wurden zwei versteifende Querträger angeordnet. Die Hauptträger wurden mit Einflußlinien für die Momente und Querkräfte berechnet.

Für die Bewehrung wurden hauptsächlich Rundeisen 40 mm Durchm. in Handelsgüte in Längen bis zu 20 m verwendet. Künstliche Stöße konnten vermieden werden. Neben der einwandfreien Führung der Bewehrung hinsichtlich der Kräfte ist bei allen großen Trägern auch auf Beförderbarkeit und Einbaufähigkeit der einzelnen Eisen zu achten; bei günstiger Anordnung können Schnelligkeit und Güte der Flechtarbeiten meist wesentlich gesteigert werden. Bei einer Stegbreite von 42 cm ergab sich in den Feldern eine dreilagige Bewehrung. Zur Verhinderung bzw. Verminderung von Zugrissen sind auch oberhalb der Tragbewehrung noch Längseisen angeordnet. Die größte rechnungsmäßige Betonzugspannung im Felde beträgt (nach Zustand 1) 46 kg/cm², bleibt also nicht unerheblich unter der derzeit als vertretbar angesehenen Grenze. Irgendwelche Risse konnten bisher nicht festgestellt werden.

Die festen Auflager der Träger befinden sich jeweils auf den Widerlagern; eine eigene Kammermauer wird dadurch erspart. Die Auflagerung geschieht dort auf einer durchlaufenden Auflagerbank, jedoch für jeden Träger einzeln, mit einer Bleiplatte 600 · 100 · 10 mm. Waagerechte Kräfte werden durch gekreuzte Dübeleisen übertragen. Als bewegliche Auflager dienen Eisenbetonpendel (Abb. 4), die größte Auflagerkräfte von 62 t bzw. 151 t je Träger zu übertragen haben. Die Abwälzung wird durch zwischengeschaltete Bleiplatten ermöglicht. Eine genauere Untersuchung ergibt, daß die Zentrierung sehr gut ist und etwa $^1/_{16}$ beträgt, sie ergibt aber auch, daß die Festigkeit des an die Bleiplatte anschließenden Betons wesentlich höher sein muß, als sich nach der gewöhnlichen Rechnung ergibt. Die größte Längsbewegung wurde mit rd. 19 mm errechnet, entsprechend einer Verdrehung des Pendels (im Bogenmaß) von 0,023. Sämtliche Gelenkkammern sind zugänglich.

Durch die angewandten Eisenbetonpendel mit Bleiplatten kann in sehr wirtschaftlicher Weise und mit geringem Höhenbedarf eine einwandfreie Lagerung von Balkenbrücken bei Drücken bis zu etwa 200 t durchgeführt werden. Größere Auflagerkräfte können wohl auch noch bewältigt werden, doch gehen dann die Vorteile der Kleinheit, der einfachen Herstellung verloren, und es werden Sonderkonstruktionen notwendig.

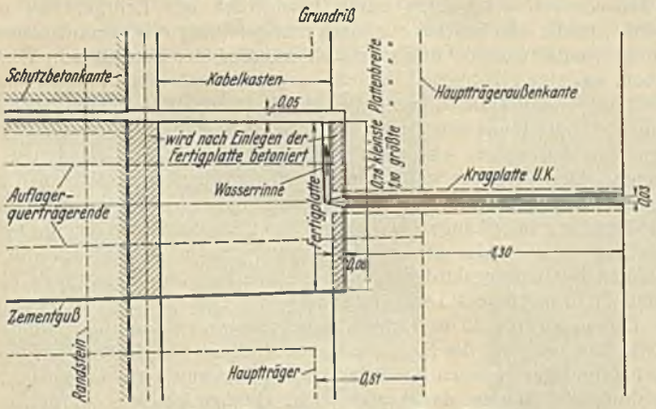


Abb. 5a. Bewegungsfuge. Draufsicht.

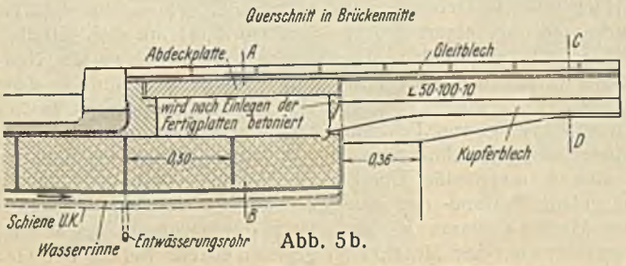


Abb. 5b

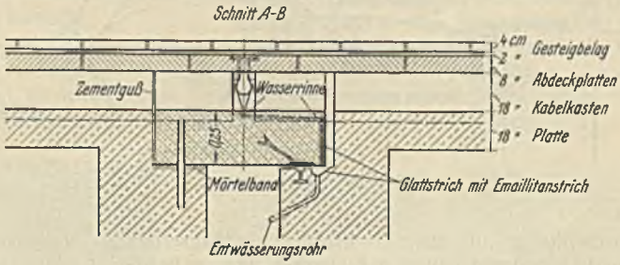


Abb. 5c.

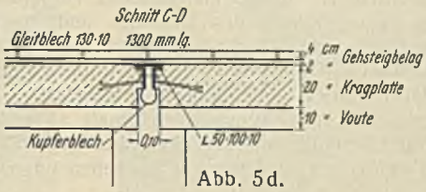


Abb. 5d.

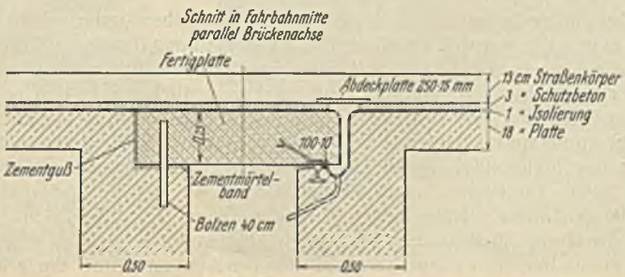


Abb. 5e.

Abb. 5b bis e. Bewegungsfuge. Schnitte.

Der im Grundriß trapezförmige Zwischenraum zwischen beiden Überbauhälften über dem Mittelpfeiler — gleichzeitig Bewegungsfuge — ist durch Eisenbetonfertigplatten überbrückt. Den Fugen und der Ableitung eindringenden Tagwassers wurde besondere Sorgfalt gewidmet, die Ausbildung der Fugen und Abdichtungsanschlüsse ergibt sich aus Abb. 5. In der Fahrbahn, die mit Granitkleinsteinpflaster in Asphaltfugenverguß gepflastert ist, und in den mit Kunststeinplatten belegten Gehsteigen gehen die Längenänderungen ohne besondere Einrichtungen vor sich, Schwierigkeiten haben sich bisher nicht ergeben. Abgedichtet wurde der Überbau (nach AIB-Vorschrift der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft) mit einer zweilagigen Bitumenpappe, die durch eine 3 cm dicke Betonschicht mit Drahtnetzeinlage geschützt ist. Das Oberflächenwasser wird durch acht Einfallroste, die unmittelbar in das Flußbett entwässern, abgeführt. Ihre Rohre führen durch Blechhülsen, durch die bis zur Dichtung vorgedrungenes Sickerwasser beseitigt wird.

Die unter beiden Gehsteigen angeordneten Kabelkasten sind mit 50 cm breiten überfalzten Fertigbetonplatten abgedeckt und an zwei Punkten durch Schachtdeckel zugänglich.

Der Überbau der Brücke enthält insgesamt 777 m³ Eisenbeton mit rd. 101 t Rundeisen. Die Hauptträger allein sind hiervon mit rd. 77 t beteiligt. Auf 1 m³ Beton entfallen rd. 130 kg Eisen, für größere Spannweiten ein verhältnismäßig niederer Wert. Die konstruktiven Verhältnisse zwangen jedoch hier noch nicht zur Anwendung einer möglichst leichten Konstruktion mit größerem Eisenverbrauch und höheren Kosten.

Die drei Strompfeiler der Brücke sind ebenso wie die Widerlager auf dem sehr harten „Flinz" (tertiäre Molasse) gegründet, der in wechselnder Mächtigkeit durch Geschiebe überlagert ist. Eine bleibende Umspundung war daher nicht notwendig. Die Gründungssohlen liegen zwischen — 3,25 und — 5,40 m unter ± 0 Tölzer Pegel. Der Wasserstand schwankte während der Gründungszeit etwa zwischen + 0,20 und — 0,50 T.P. Trotzdem gelang es, die Sohlen ohne Spundwände durch geschachtete und mit Holz verzimmerte Baugruben zu erreichen, wobei sich nur beim tiefsten Pfeiler erschwerte Wasserhaltung mit vier Pumpensätzen ergab. Sehr schwierig gestalteten sich die Arbeiten in unmittelbarer Nähe der alten Pfeiler, doch konnten sie auch dort ohne Zwischenfall durchgeführt werden.

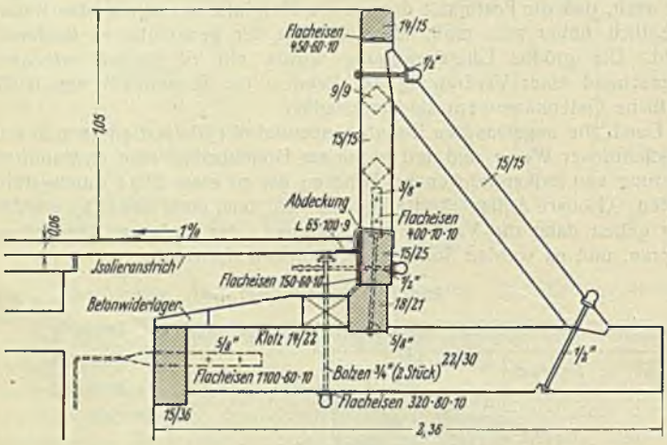


Abb. 6. Geländer.

Durch die gerade noch rechtzeitige Auftragserteilung und den sofortigen Beginn der Arbeiten mit mehrschichtigem Betrieb — leider geht vielfach die beste Bauzeit infolge mangelhafter Vorbereitung und verspäteter Auftragserteilung durch den Bauherrn und durch verzögerten Arbeitsbeginn und langsame Einrichtung durch den Unternehmer verloren — konnten die Gründungen zur Zeit des winterlichen Niederwasserstandes durchgeführt werden. Hierdurch gelang es auch, die Stromrinne durch Baggerungen und Aufschüttungen mehrmals zu verlegen und von den gerade in Arbeit befindlichen Baugruben abzuleiten. Der Fundamentbeton wurde bei sämtlichen Bauteilen im Trockenen unter Wasserhaltung eingebracht.

Die Pfeiler haben von — 0,50 T.P. ab nach oben unter- und oberstrom eine i. M. etwa 35 cm dicke Quaderverkleidung (Läufer und Binder) aus niederbayerischem Granit mit rauh gespitzten Sichtflächen erhalten. Dieser Granit wirkt sehr lebendig und trägt wesentlich zur guten Gesamtwirkung bei. Bis zur ungefähren Höhe der gewöhnlichen Hochwässer sind oberstrom spitz zulaufende Eisbrecher vorgesetzt. Die geraden Seitenflächen der Pfeiler sind unverkleidet, der dort sichtbare Vorsatzbeton blieb unbearbeitet. Die Pfeiler haben allseits leichten Anlauf; die Pfeilerbreiten sind der (sichtbaren) Höhe angepaßt und betragen 2,5; 2,6; 2,8 m. Die in konstruktiver Hinsicht sehr reichlichen Abmessungen ergeben sich aus architektonischer Rücksichtnahme auf die Brückenbreite und die großen Kanzeln. Die Bodenpressungen bleiben niedrig.

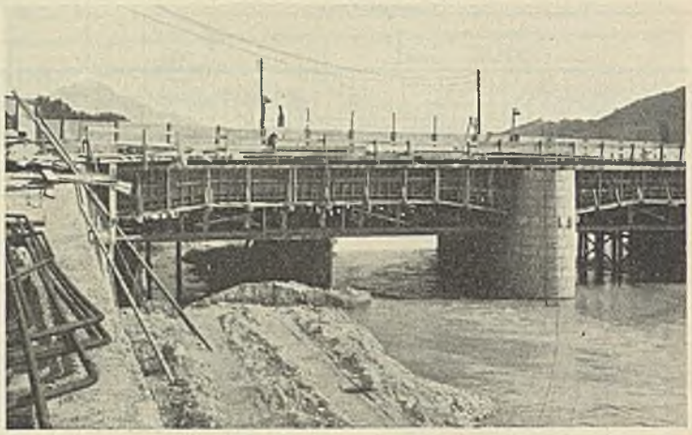


Abb. 7. Lehrgerüst.

Die Widerlager, von denen das rechte in der Flucht der anschließenden Ufermauern liegt, das linke etwas vorgesetzt ist, erhielten ebenso wie diese von — 0,5 T.P. ab eine Verkleidung mit Kalkstein (alpiner Kalk, dolomitisch), der in nicht allzu großer Entfernung, bei Lenggries, zu diesem Zweck gewonnen wurde. Die i. M. etwa 25 bis 30 cm dicke Verkleidung wurde als unregelmäßiges Schichtmauerwerk mit roh bearbeiteten Steinen und rauher Verfugung ausgeführt. Die Gründung wurde ebenfalls auf den harten Flinz gestellt, in ähnlicher Baudurchführung wie bei den Pfeilern.

Die Kanzeln über den Pfeilern und das Geländer sind vom Architekten in Holz vorgeschlagen und dementsprechend ausgeführt worden (Abb. 9). Holz ist für die Tölzer Gegend ein sehr bodenständiger Baustoff; bei Ausbildung des Geländers lehnte man sich an die Formen der einheimischen Holzbrücken an. Allerdings sind damit zwei sehr verschiedene und ungleich vergängliche Baustoffe miteinander vereinigt. Zweifellos wird das hölzerne Geländer dauernde Unterhaltungskosten verursachen, wenn auch auf eine möglichst sachgemäße Anbringung und Fernhaltung von Feuchtigkeit besonders geachtet wurde. Die Befestigung derartiger Geländer an der Eisenbetonkonstruktion macht Schwierigkeiten. Einzelheiten der Geländerausführung zeigen Abb. 6 u. 8. Die Gesamtwirkung ist als gut zu bezeichnen.

Der Beleuchtung auf der Brücke dienen sechs niedrige kupferumkleidete Ständer mit Kupferlaternen, die sich sehr gut in das Gesamtbild einfügen.

Am rechten Ufer zweigt unmittelbar an der Brücke mit ziemlich starkem Gefälle die ins sogenannte Gries und nach Lenggries führende Bezirksstraße ab, die auch ziemlich starken Langholzverkehr führt. Da eine noch größere Verbreiterung der Einmündungsstelle nicht durchführbar war, wurde als Übergang zum Ufer eine Abschrägung geschaffen, die das Abbiegen wesentlich erleichtert (vgl. Abb. 2 u. 8).

Besondere Überlegungen waren hinsichtlich des Lehrgerüstes notwendig. Da die alte Brücke erst nach Fertigstellung des neuen Bauwerks beseitigt werden konnte, befanden sich während der Bauzeit acht Pfeiler im Fluß, was eine erhebliche Einschränkung des Durchflußprofils bedeutete. Außerdem waren Durchfahrten für die Flößerei freizuhalten und die Gefahr des Aufstauens von Treibholz zu berücksichtigen. Diese Umstände ließen von Anfang an ein möglichst freitragendes Gerüst geboten erscheinen. Der Verfasser wählte auf Grund günstiger wirtschaftlicher und konstruktiver Erfahrungen auch bei diesem Bau wieder ein Untergerüst aus P-Trägern großer Länge. Derartige Träger lassen sich in einem großen Baubetrieb stets wieder in der vielseitigsten Weise anwenden, wodurch die hohen Beschaffungskosten tragbar erscheinen. Im vorliegenden Falle wurden 21,10 m lange P I 45 verwendet. Mit diesen ließen sich einbaufreie Öffnungen bis 13 m Lichtweite erzielen; sie bedurften nur eines Mitteljoches, während die Endjoche einwandfrei auf dem Beton der Pfeilersockel aufgelagert werden konnten. Der Forderung nach einem großen Durchflußprofil konnte damit also leicht Genüge geleistet werden, und die Sorge um ein auf vielen Pfählen stehendes enges Lehrgerüst bei einem Hochwasser im Gebirgsfluß war behoben. Insgesamt waren 24 Träger notwendig, die bei einem Stückgewicht von 3,8 t mit dem Greifbagger ein- und ausgehoben wurden. Die Bühnen wurden infolge der Neigung der Brücke verschieden hoch gelegt. Das Obergerüst konnte in der einfachsten Weise abgestützt werden; die Ausrüstung geschah in beiden Feldern gleichzeitig von Feldmitte aus durch Lösen von Keilen. Der vorausberechneten Durchbiegung von rd. 30 mm im größten Felde wurde durch eine entsprechende Überhöhung Rechnung getragen. Die Ausrüstung gelang einwand- und rissefrei.

Der Überbau wurde in zwei Hälften hergestellt, die durch die Trennungsfuge über dem Mittelpfeiler gegeben waren. Bei der Betonierung wurden alle Träger gleichmäßig bis etwa zu der bei Vollast sich ein-

stellenden Nullinie hochgetrieben, was etwa 16 Stunden beanspruchte. Hierauf wurde die Plattenbewehrung eingebaut (Vermeidung der Verschmutzung!) und nach eintägiger Pause fertigbetoniert. Die Nahtstellen waren nach Erhärtung kaum mehr aufzufinden. Das Verfahren läßt sich bei Trägern vorliegender Abmessungen und genügender Arbeitsgeschwindigkeit noch gut durchführen, höhere Träger bedingen besondere Verfahren.

Kies und Sand konnten in bereits geeigneter Zusammensetzung und Reinheit im Flußbett durch Greifbagger gewonnen werden. Allerdings waren zahlreiche Holzsplitter und Holzabrieb vorhanden, die durch die zahlreichen Gebirgsbäche eingeschwemmt werden. Die Festigkeitsanforderungen konnten leicht eingehalten werden. Zur Mischung diente ein 750 l Zwangmischer (Sonthofen), der so hoch gestellt war, daß mit ebener Fahrt alle Bauteile bestrichen werden konnten. Es wurde gewöhnlicher Portlandzement verwendet.

Da der Platz an der Baustelle außerordentlich beschränkt war, wurden die bis zu 20 m langen Rundeisen auf dem Hauptlagerplatz der Unternehmung in München gebogen und mit Kraftlastzügen zu der rd. 55 km entfernten Baustelle befördert.

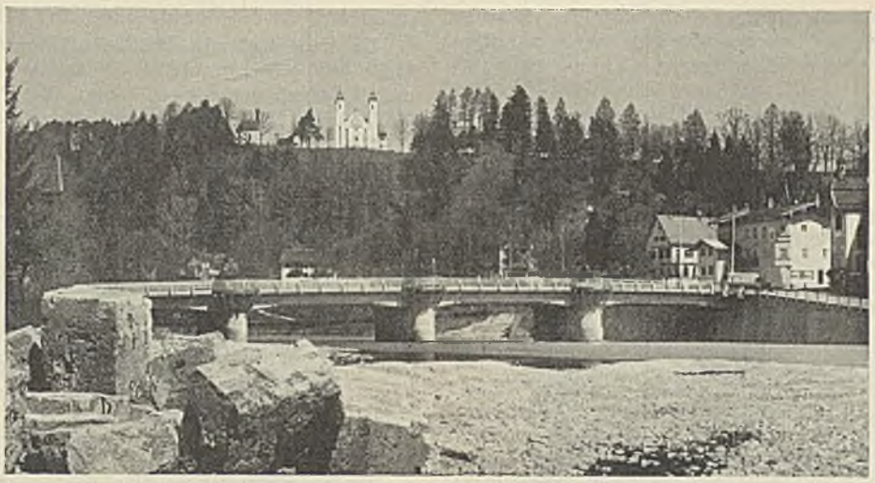


Abb. 8. Neue Isarbrücke.

2. Die Ufermauern.

Am rechten Ufer war beiderseits der Brücke eine neue Ufermauer von rd. 110 m Länge und rd. 11 m größter Höhe von Gründungssohle bis Abdeckplatte für Rechnung der Stadtgemeinde und des Bezirkes Tölz zu erstellen, oberhalb eine Ufermauer von rd. 130 m Länge und 4,75 m mittlerer Höhe für das Straßen- und Flußbauamt München (bayerischer Staat).

Ausgeführt wurde die Mauer als Schwergewichtmauer aus Beton. Die an die Brücke anschließenden hohen Mauern der Stadt Tölz erhielten eine Verkleidung aus Naturstein (vgl. Widerlager). Diese Verkleidung mit dem hellgrauen, roh bearbeiteten, aber in waagerechten Schichten vermauerten Kalkstein wirkt außerordentlich günstig und trägt wesentlich zum guten Aussehen der Bauanlage bei. Eine Betonmauer mit oder ohne bearbeiteter Sichtfläche hätte zweifellos hart und tot gewirkt. Es bedurfte allerdings einiger Versuche, bis die beschäftigten Steinmetzen und Maurer sich eingearbeitet und vom Altgewohnten freigemacht hatten, worauf dann auch einigermaßen erträgliche Preisvereinbarungen erzielt werden konnten. Die verkleideten Mauern wurden abgedeckt mit kräftigen, gesägten Platten aus fränkischem Muschelkalk, die gut zur Kalksteinverblendung der Mauern und zum Granit der Pfeiler passen. Mit schwächeren Platten gleicher Ausführung wurden auch die aus Kalkstein hergestellten gemauerten Brüstungen an den Enden und Anschlüssen der Mauern abgedeckt. Die obere, niedrige Mauer blieb unverkleidet und erhielt eine Abdeckung gleicher Abmessungen aus Betonplatten, was den örtlichen Verhältnissen dieser Stelle durchaus entspricht.

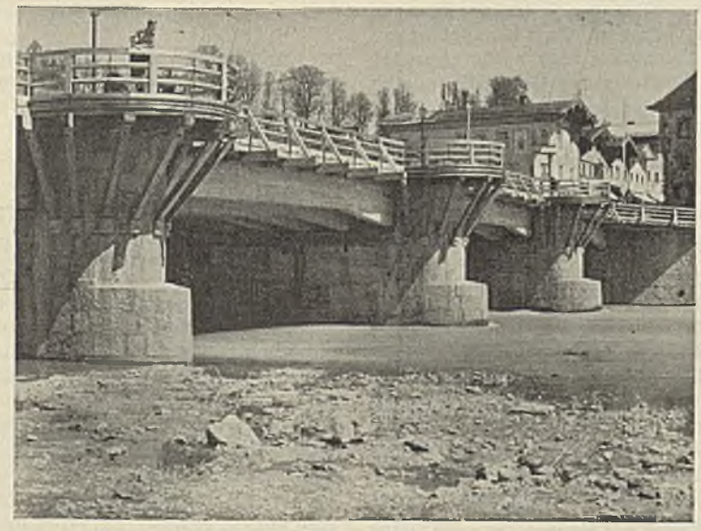


Abb. 9. Pfeiler mit Kanzeln.

Die Mauern wurden durchweg auf den harten Flinz gegründet, die Gründungssohle liegt bis 4,0 m unter ±0 T. Pegel. Eine Abspundung konnte entbehrt werden; die Ausschachtung geschah in Baugruben von etwa 30 m Länge im Schutze einer hölzernen Verschalung und eines außerhalb geschütteten Kiesdammes mit offener Wasserhaltung. Der zur Brücke gehörende Teil der Mauer konnte in der Zeit von Januar bis Ende März während des winterlichen Niederwasserstandes gegründet werden. Für den oberen Teil wurde jedoch Auftrag erst im Juli erteilt, ihre Ausführung lag also in der Zeit der Sommerhochwässer, die Mauer selbst unmittelbar am Stromstrich der Kurvenaußenseite. Dies brachte erhebliche Schwierigkeiten und mehrere Überflutungen mit sich.

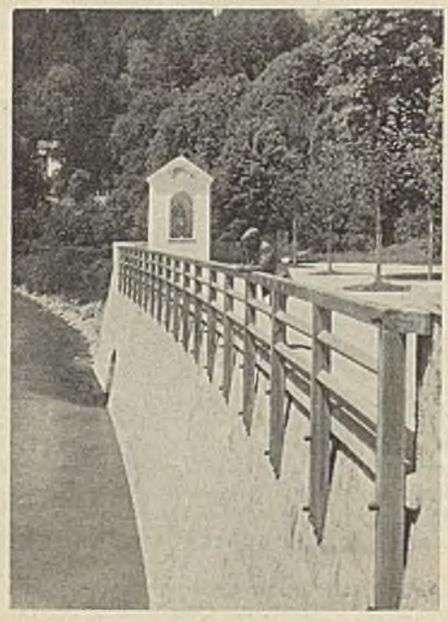


Abb. 10. Ufermauer.

Abb. 11. Denkmal.

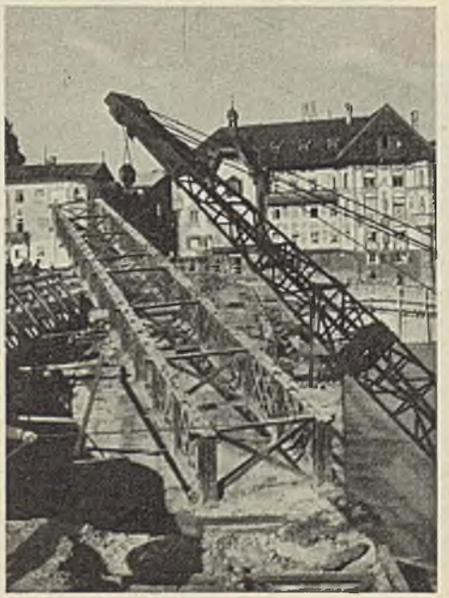


Abb. 12. Abbruch der alten Brücke.

Die Mauern erhielten einen rückwärtigen Isolieranstrich. Zwischen Mauer und Hinterfüllung liegt zur Entwässerung eine rd. 30 cm dicke Grobkiespackung. Ein Holzgeländer einfacherer Ausführung (Abb. 10) bildet den Abschluß.

Im Zusammenhang mit dem Neubau der Stützmauer am rechten Ufer ergab sich auch die Notwendigkeit einer Kanalisationsverlegung hinter den neuen Ufermauern. Insgesamt wurden rd. 110 m Betonkanal, Eiprofil 80 × 120 cm und rd. 150 m Tonrohrleitung neu erstellt und die Einzelausmündungen, die bei geringer Wasserführung zu gesundheitlichen Bedenken Anlaß geben, zusammengefaßt. Der neue Kanal entleert in die dauernd genügend wasserführende Ellbachausmündung. Diese mußte bis zur neuen Mauer vorverlängert werden, wobei sich nicht unerhebliche Gründungsschwierigkeiten ergaben.

3. Ausgestaltung der Anschlüsse.

Am rechten Ufer entstand stromabwärts durch die Herstellung der Ufermauer ein geräumiger Platz, der in erwünschter Weise zu den bereits vorhandenen Anlagen überleitet und diese etwas vom Verkehr abtrennt. Abschluß der Ufermauer und Übergang zur Uferböschung wird durch eine gemauerte Brüstung erwirkt, an der auch die von der alten Brücke stammende Nepomukfigur in einer reizvoll gestalteten Kapelle Platz gefunden hat (Abb. 10). Ebenso wurde stromaufwärts im Bereich der vom Staat errichteten Ufermauer durch Auffüllung erheblich Raum gewonnen, der zu einer Anlage ausgestaltet werden soll. Sämtliche Rampen erhielten wie die Brücke Granitpflaster und Granitrandsteine.

Am linken Ufer entstand am Brückenkopf stromaufwärts ein von einer Steinbrüstung umgebener Platz, der ein von Bildhauer Schmidt-Ehmen, München, geschaffenes Denkmal zur Erinnerung an die Wiedergeburt der Nation und den hierdurch ermöglichten Neubau der Brücke trägt (Abb. 11).

In vorbildlicher Weise haben die Bauherrn in diesem Falle alles Vorläufige vermieden und von vornherein ihr Augenmerk auch auf die einwandfreie Gestaltung der Bauwerksanschlüsse und Umgebung gerichtet.

4. Beseitigung der alten Brücke.

Da neue und alte Brücke sich im Grundriß etwas überschnitten, mußte die erstere zunächst bis auf den oberen Gehsteig fertiggestellt und in Betrieb genommen, hierauf die alte Brücke beseitigt und dann der Rest des Neubaues fertiggestellt werden.

Nach Beseitigung der Fahrbahnbefestigung und der Belageisen und nach dem Abschweißen der Querverbände wurden die alten Hauptträger mit dem auf der Baustelle befindlichen Raupenbagger, der sich im Flußbett bewegte, ausgehoben und am Ufer abgesetzt. Der Bagger leistete auch gute Dienste beim Abbruch der alten Pfeiler, wobei er die durch Keile und Preßluftmeißel gelockerten Schichten zum Teil unmittelbar losreißen und abtragen konnte. Zum Teil mußte jedoch gesprengt werden. Insgesamt waren rd. 700 m³ altes Pfeilermauerwerk zu entfernen. Dank der vorhandenen Hilfsmittel konnte der Abbruch sehr rasch durchgeführt werden. Der Schutt wurde zur Herstellung von Steinwürfen von den neuen Mauern benutzt, die großen Quadern sollen später aufgearbeitet werden.

5. Kosten der Gesamtanlage.

Die Gesamtkosten beliefen sich auf rd. 450 000 RM.

Hiervon trafen auf die Brücke einschl. Steinverkleidung .	268 000 RM
Ufermauer einschl. Steinverkleidung	119 000 „
Kanalisation	29 000 „
Nepomukkapelle und Denkmal	12 000 „
Sonstige Arbeiten der Stadt . . . . . rd.	22 000 „
	450 000 RM.

Zu den Gesamtarbeiten wurden rd. 22 000 geförderte Tagschichten geleistet. Zu den obigen Kosten treten noch jene für die im Auftrag des Straßen- und Flußbauamtes erstellte obere Stützmauer in Höhe von 53 000 RM.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Einbau von Querfugendübeln bei Betonstraßen.

Von Dr.-Ing. E. Goerner, Berlin, und Dipl.-Ing. H. Leussink, Erdbaulaboratorium Freiberg i. Sa.

Die Querfugendübel von Betonstraßen haben die Aufgabe, die Radlast am Plattenende auf beide Platten zu verteilen, damit die großen Biegespannungen vermindert werden, die ohne Dübel bei Laststellung am Plattenende auftreten. Wie bereits früher dargelegt wurde[1]), ergibt die rechnerische Behandlung dieser Aufgabe für die Dübel Abmessungen und einen gegenseitigen Abstand, die ausführbar sind. Damit jedoch die bei den statischen Betrachtungen gemachten Voraussetzungen konstruktiv auch wirklich erfüllt sind, müssen die Dübel mit großer Genauigkeit eingebaut werden. Dies bietet Schwierigkeiten, die, wenn sie nicht befriedigend gelöst werden, die Wirksamkeit der Dübel zunichte machen oder sogar den Bestand der Betondecke gefährden können. Die Schwierigkeiten erstrecken sich vor allem auf folgende Punkte:

1. Die Dübel müssen in lotrechtem und in waagerechtem Sinne genau parallel zur Straßenachse liegen.
2. Das Spiel des Dübels in seiner Führung am beweglichen Ende darf nicht über ein zulässiges Maß hinausgehen.
3. Der Dübel darf die Längsbewegung der Platten nicht stören.
4. Der Dübel muß eine große Biegesteifigkeit besitzen.

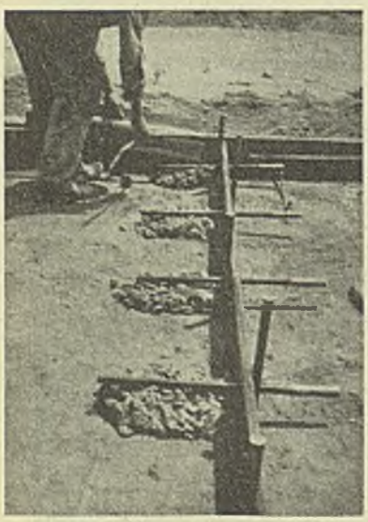


Abb. 1. Abstützung der Dübel durch Betonhaufen.

1. Die Sicherung der planmäßigen Lage der Dübel.

So einfach auch die Forderung klingen mag, daß die Dübel parallel zur Straßenachse und in waagerechter Lage eingebaut werden müssen, so zeigt doch die große Zahl der bisher entwickelten Haltevorrichtungen, daß die Ausführung schwierig ist und einfache Maßnahmen hier nicht zuverlässig genug sind. Es genügt nicht, die Dübel einmal in der richtigen Lage zu verlegen; sie müssen diese Lage auch beim Verteilen und Stampfen des Betons durch den Fertiger beibehalten. Amerikanische Bestimmungen[2]) schreiben deshalb vor, daß der Dübel so fest liegen muß, daß er durch das Gewicht eines Mannes nicht aus seiner Lage gebracht werden kann.

Die einfachste Art der Haltevorrichtungen ist die Unterstützung der einzelnen Dübel durch Betonhaufen (Abb. 1) an den Enden. In der Mitte hat der Dübel einen weiteren Stützpunkt in der festen Fugeneinlage, die nach bisherigen Erfahrungen am besten aus Holz besteht. Bei dieser Auflagerung können einzelne Dübel durch das Einbringen des Betons oder durch die Stampfgeräte leicht aus ihrer Richtung gedrückt werden. Die Gefahr ist besonders groß, wenn bei zweischichtiger Bauweise zunächst nur der Unterbeton eingebracht und verdichtet wird, da dann nur eine dünne Betonschicht über den Dübeln liegt und die Schlagkraft des Fertigers ungedämpft wirkt. Weniger gefährdet ist die Lage der Dübel bei einschichtigem Beton oder bei Verdichtung mit einem Vibrationsgerät.

Um das Verschieben eines einzelnen Dübels zu verhindern, ist bei den nach Abb. 2 u. 3 eingebauten Dübeln eine Querverbindung aus Rundeisen oder durchbohrten Flacheisen an den Dübelenden vorgesehen. Die Dübel können damit nur parallele Bewegungen ausführen. Betonklötze unter den Quereisen sichern die Höhenlage. Den gleichen Zweck verfolgt die Ausführung nach Abb. 4. Eine Rahmenkonstruktion hält die Dübel fest. Sie wird nach dem Stampfen des Betons entfernt und kann dann von neuem benutzt werden. Eine andere Art der Sicherung der Dübel wird nach Abb. 5 durch eine Befestigung an der Randbewehrung erreicht[3]). Hierbei wird jedoch die Schlagwirkung der Verdichtungsgeräte durch die hochliegenden Bewehrungseisen auf die Dübel übertragen. Abb. 6 zeigt eine Abstützung des Dübels auf das Planum mit besonderen eisernen Lagern. Diese Ausführung ist der Lagerung auf Betonklötzen überlegen, weil diese eine Bewegung nach oben nicht verhindern können.

Die Wahl der zweckmäßigsten Sicherungsmaßnahme ist von der

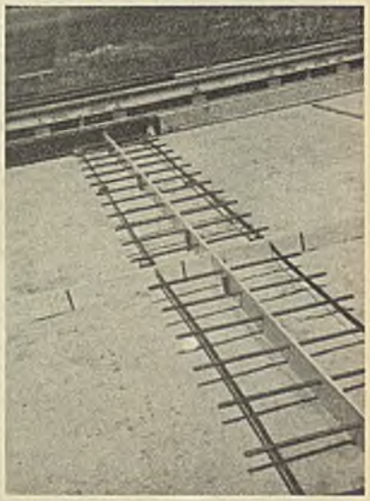


Abb. 2. Querbindung der Dübel durch Flacheisen.

[1]) Goerner u. Leussink, Statische Betrachtungen zur Querfugenverdübelung bei Betonstraßen. Bautechn. 1936, Heft 1, S. 10.

[2]) Highway Specifications, New Jersey 1933.

[3]) Schaechterle u. Leonhardt, Beiträge zum Betonstraßenbau. Bautechn. 1935, Heft 22.

Beschaffenheit des Planums, der Art der Stampfgeräte und der Schichthöhe abhängig. Je sicherer der Dübel liegt, desto besser ist natürlich die Anordnung zu bewerten. Zum mindesten muß die obenerwähnte amerikanische Forderung erfüllt sein.

Bei neuen Verfahren, über die man bisher noch keine Erfahrung gesammelt hat, sollte die Lage der Dübel nach dem Verdichten an einzelnen Stellen nachgeprüft werden. Dies kann ohne große Mühe geschehen,

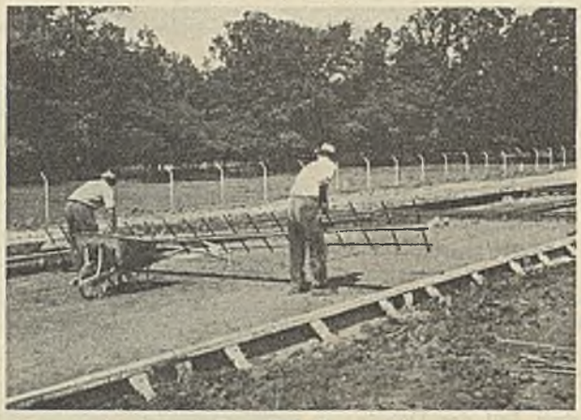


Abb. 3.
Querverbindung der Dübel durch Rundeisen.
(Aus Construction Methods, 1935.)

indem man den Beton wieder bis zum Dübel entfernt und die vor dem Verdichten eingemessene Höhen- und Grundrißlage der einzelnen Dübel prüft. Bei einer sorgfältig eingebauten Verdübelung nach Abb. 2 sind nach dem Verdichten des Unterbetons mit Hammerstampfgerät Abweichungen in der Höhenlage von höchstens 3 mm und seitliche Verschiebungen von höchstens 1 mm gemessen worden[4]). Diese Beträge können als unbedenklich angesehen werden.

Über die Folgen, die größere Abweichungen der Dübel von der genau waagerechten und zur Straßenachse parallelen Lage hervorrufen, geben Versuche von Mensch[5]) Aufschluß. Bei nicht planmäßiger Lage verhindert der Dübel die Längsbewegung der Platte. Das bewegliche Dübelende schiebt sich nicht in den vorgesehenen Dehnungsraum, sondern klemmt sich durch Reibung am Beton fest. Dadurch werden Spannungen hervorgerufen, die zur Verbiegung des Dübels und zum Ausbrechen des Betons führen können. Dieser Fall ist in der Weise untersucht worden, daß man zwei Dübel von 60 cm Länge mit 5 cm Endabweichung in Versuchskörper (Abb. 7) einbetoniert hat und die sonst durch Temperatur auftretenden Bewegungen der Plattenenden bis zu 12,5 mm durch äußere Druck- und Zugkräfte erzeugt hat. Während bei richtiger Lage die Dübel keinerlei bedeutende Kräfte aufzunehmen brauchen, waren bei der in Abb. 7 dargestellten Lage die in der Tabelle I angegebenen Kräfte nötig, um Bewegungen von 0 bis 12,5 mm zu erzielen.

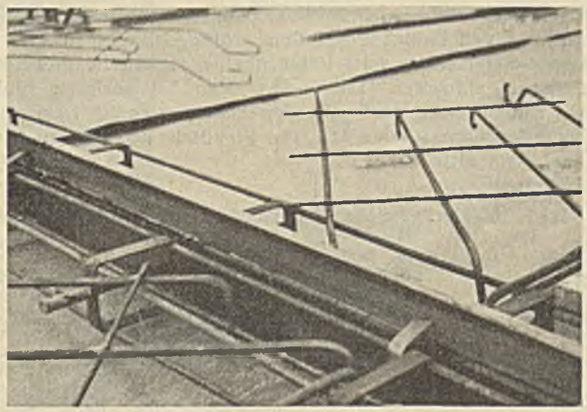


Abb. 5. Befestigung der Dübel an der Randbewehrung.
(Mit Genehmigung der OBK Stuttgart.)

Bei einer durch Druck erzwungenen Bewegung von 11,8 mm verbog sich der Dübel und sprengte den Beton an der Fuge. Die Abweichung von der parallelen Lage ist bei dem Versuch absichtlich groß gewählt, auch die erreichte Bewegung liegt über dem Maß, das bei 20 m langen

[4]) Goerner, Versuche über die Stampfwirkung der Fertiger auf die Lage der Dübel. Die Straße 1935, S. 592.

[5]) Mensch, Joints for Concrete Pavements. Chicago 1935.

Tabelle I.

Bewegung mm	Ausgeübte Kraft auf zwei Dübel kg	Bemerkung
0,55	Druck 840	Überwinden der Haftfestigkeit
3,50	„ 930	zwischen 840 u. 930 kg, $\tau \approx 3{,}5$ kg/cm²
11,80	„ 3800	Zerstörung des Betons
12,5	Zug 6300	Versuch abgebrochen

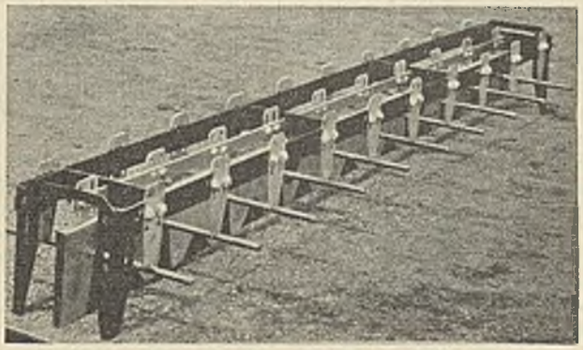


Abb. 4. Montagerahmen zur Sicherung der Dübel während der Stampfarbeit.
(Aus Construction Methods, 1935.)

Platten normalerweise zu erwarten ist. Nach den Versuchen würden bei einer Bewegung von 10 mm und einer Abweichung von 1 cm auf 60 cm Länge die Dübel noch keine Zerstörung des Betons hervorrufen können. Dieses Maß kann deshalb als die auf der Baustelle noch zulässige Abweichung angesehen werden. Das Einhalten dieser Genauigkeit ist mit entsprechenden Haltevorrichtungen bei sorgfältigem Einbau durchaus möglich (vgl. die obigen Angaben).

2. Das zulässige Spiel der Dübel.

Die Maßnahmen zur Sicherung der planmäßigen Lage der Dübel werden zum Teil mit herangezogen, um auch die zweite an den Einbau gestellte Forderung zu erfüllen. Diese lautet, daß der Dübel nicht „klappern" darf. Wenn nämlich der Dübel in seinen Auflagerflächen nicht unmittelbar auf dem Beton aufliegt, sondern wenn zwischen ihm und dem ihn umgebenden Beton ein Spielraum vorhanden ist, so kann er erst dann Lasten übertragen, wenn er bis auf sein Auflager heruntergedrückt ist. Das von einem Rad unmittelbar belastete Plattenende wird dann also zunächst so durchgebogen, als ob kein Dübel vorhanden wäre. Ist der Spielraum größer als das Maß der Durchbiegung der Platte, so bleibt der Dübel überhaupt wirkungslos.

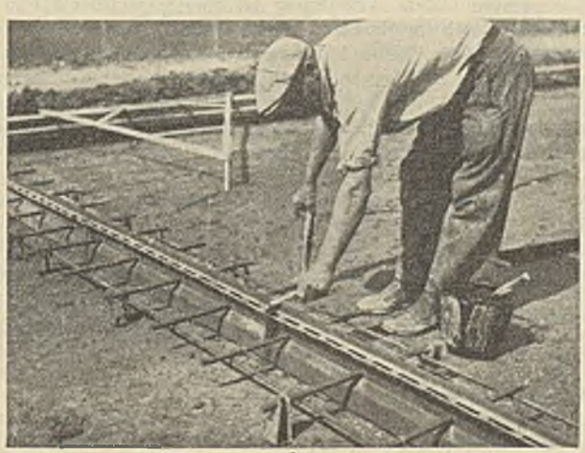


Abb. 6. Sicherung der Lage der Dübel durch eiserne Lager.
(Aus Construction Methods, 1935.)

Es darf angenommen werden, daß der Dübel in seinem fest einbetonierten Ende ohne Spielraum im Beton liegt. Das wird vor allem dort der Fall sein, wo der Beton mit Handgerät oder Vibrationsgeräten verdichtet wird. Der Dübel darf dabei nicht in Schwingungen geraten; sonst besteht Gefahr, daß sich ein Hohlraum um den Dübel bildet. Dagegen wird der bewegliche Teil durch die aufgesteckte Hülse und durch den zur Überwindung der Haftfestigkeit notwendigen Anstrich ein gewisses Spiel haben. Das zulässige Maß für den Spielraum muß nach der Größe

der Durchbiegung des freien Plattenendes festgesetzt werden. Die Rechnung ergibt für die Durchbiegung des Plattenendes einen Wert in der Größenordnung von 1 mm[1]). Demnach ist zu fordern, daß die Dübel mit einem Spiel von nur etwa 0,2 bis 0,5 mm in ihrer Führung sitzen. Hat der Dübel außer am beweglichen Ende auch noch im fest einbetonierten Teil Spiel, so überschreitet seine Beweglichkeit unvermeidlich den Betrag der Plattendurchbiegung, er kann also nicht wirksam werden.

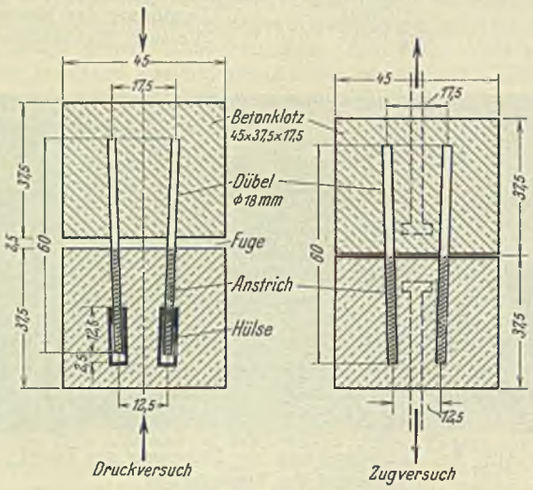
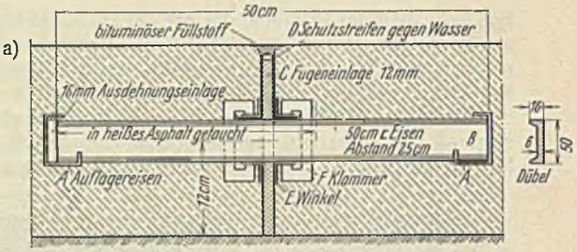


Abb. 7. Versuche mit schiefen Dübeln (nach Mensch).

Wenn man bedenkt, daß diese Präzisionsarbeit in den meisten Fällen auf der Baustelle ausgeführt werden muß, so kann man die Bedenken verstehen, die gegen die Dübel laut werden. Von der geschickten Lösung gerade dieser Einbaufrage ist aber die Wirksamkeit und die Lebensdauer des Dübels in hohem Maße abhängig. Ein nicht einwandfrei anliegender Dübel wird im Laufe der Zeit sein Auflager aufweiten und allmählich unwirksam werden. An alten Straßen hat man die Beobachtung machen können, daß sich um die Dübel herum ovale Löcher im Beton gebildet haben. Es ist deshalb sehr zweifelhaft, ob einzeln eingebaute Rundeisendübel auf die Dauer überhaupt geeignet sind. Die Entwicklung führt vielmehr dazu, daß an Stelle von Rundeisen Profileisen als Dübel verwendet werden, die mit ihren Flanschen zwischen ⊏-Eisen oder Winkeln eingepaßt sind und weiterhin dazu, daß der gesamte Dübelaufbau mit der Fugeneinlage in der Werkstatt zusammengesetzt und auf der Baustelle nur aufgestellt wird. Abb. 8 zeigt eine derartig durchgebildete Ausführung[6]), die zunächst wegen ihres umständlichen Aufbaues erschrecken mag und doch durch die notwendigen strengen Anforderungen an das genaue Aufliegen der Dübel gerechtfertigt ist. Eine ähnliche Führung soll auch durch die in Abb. 2 gezeigte Querverbindung erreicht werden, wobei vorausgesetzt ist, daß die Dübel genau in die Löcher der Quereisen passen. Diese Ausführung ist aber gegenüber der in Abb. 8 dargestellten dadurch im Nachteil, daß unmittelbar an der Fuge, also an der wichtigsten Stelle, keine Führung des Dübels zwischen Eisen vorhanden ist. Abb. 9 zeigt einen Vorschlag von Mensch[5]). Das gefettete Dübelende wird hierbei in der Werkstatt durch ein ⊏-Eisen gesteckt und innerhalb des ⊏-Eisens mit Beton umstampft, so daß gewissermaßen eine Betonhülse entsteht. Dieses Verfahren soll sichere Lage und einfachen Einbau gewährleisten.

Die zur Führung der Dübelenden notwendigen Querverbindungen bedeuten eine Schwächung des Betonquerschnitts, sie müssen deshalb klein gehalten werden. Da sie meist im Abstande von 30 bis 40 cm vom Plattenende eingebaut werden, liegen sie noch nicht in dem Bereich, in dem die größten Biegungsspannungen auftreten.



b)

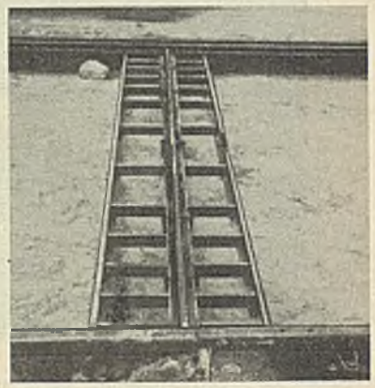


Abb. 8. Dübel aus Profilen mit Auflagerwinkeln.
(Amerikanische Ausführung.)

3. Die Längsbeweglichkeit des Dübels.

Genügende Längsbeweglichkeit und gleichzeitig geringes Spiel in lotrechter Richtung wären am sichersten durch einen Dübel zu erreichen, der in seiner ganzen Länge in einer genau passenden Stahlhülse steckt (Abb. 10). Diese Lösung ist aber zu teuer. Das Überstecken einer nicht genau passenden Hülse über den beweglichen Teil des Dübels bis an die Fuge ist zwecklos, da es den Dübel wegen des großen Spielraumes unwirksam macht. Man benutzt deshalb Hülsen nur für das äußerste Ende, um den notwendigen Dehnungsraum zu schützen. Der übrige bewegliche Dübelteil wird mit einem dünnen Anstrich zur Verhinderung der Haftung zwischen Beton und Eisen versehen. Um ein möglichst gutes Anliegen im Beton zu erreichen, soll der Anstrich sehr dünn aufgetragen werden. Eine geringe Haftung wird leicht durch die Längskräfte überwunden. Über die Reibungswerte von verschiedenen Anstrichen liegen Versuche von Graf vor[7]). Danach erhält man sehr geringe Reibung mit einem zweifachen Anstrich von Inertol. Vom Standpunkte des engen Anliegens aus sollte man sich jedoch mit einem dünnen Überzug aus Öl oder Fett begnügen.

4. Das Widerstandsmoment der Dübel.

Trotz der geringen Fugenbreite wird der Dübel stark auf Biegung beansprucht. Deshalb ist das Widerstandsmoment nach Möglichkeit groß zu wählen. Die Nachrechnung der Spannungen, die in Dübeln von 20 mm Durchm. bei 30 cm Abstand unter dem Verkehr auftreten, ergibt, daß bei dieser Anordnung das Eisen bis an die Streckgrenze beansprucht ist. Rechnet man das Widerstandsmoment der Dübel-Rundeisen auf 1 m Fuge um, so erhält man 2,62 cm³/m. Bei einer zulässigen Eisenbeanspruchung von 1400 kg/cm² ist aber ein Widerstandsmoment von 4,1 cm³/m erforderlich[1]). Da Rundeisen für die Aufnahme von Biegungsspannungen nicht sehr wirtschaftlich sind, und da man die Auflagebeanspruchung des Betons vermindern wollte, ist man in Amerika von Rundeisen auf Profileisen oder Rohre übergegangen, die größere Widerstandsmomente aufweisen (Tabelle II). Man hat auch an Stelle von einzelnen Dübeln einen durchgehenden Eisenquerschnitt vorgeschlagen[8]). Eine solche Ausführung zeigt Abb. 11. Praktische Erfahrungen mit dieser Ausführung sind nicht bekannt.

[6]) Construction Methods 1934, September, s. auch Bauing. 1935, S. 168.

[7]) Graf, Versuche über Dübelanstriche; noch nicht veröffentlicht.

[8]) Clifford Older, Eng. News-Rec. 23. Mai 1935.

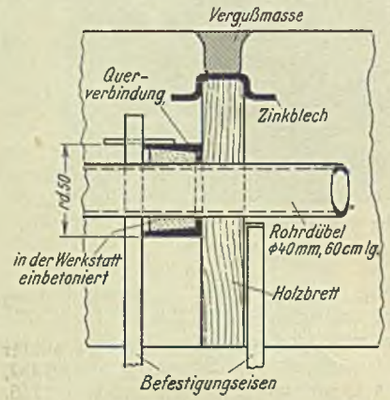


Abb. 9. Dübel mit einbetonierter Führung.
(Vorschlag von Mensch.)

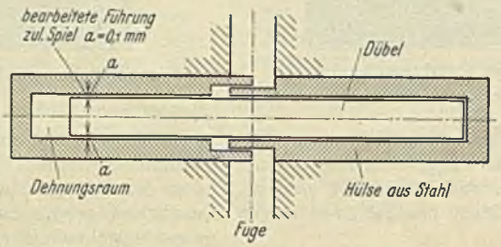


Abb. 10.
Dübel mit Führungshülse.

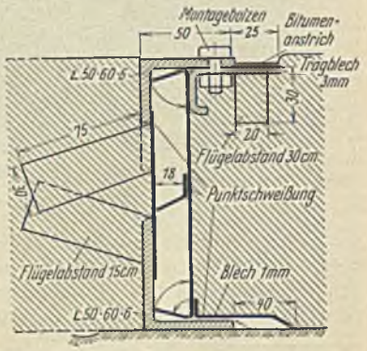


Abb. 11. Durchgehende Winkeleisen zur Querkraftübertragung.
(Nach Clifford Older.)

Tabelle II.

Art	Abmessungen (mm)	Abstand (cm)	W (cm³)	W/m (cm³)	Querschnitt/m (cm²)
Rundeisen	⌀ 16	30	0,40	1,34	6,7
„	⌀ 20	30	0,78	2,62	10,5
„	⌀ 20	20	0,78	3,14	12,6
„	⌀ 25	35	1,53	5,10	16,4
„	⌀ 25	20	1,53	6,12	19,6
Profil ⊏ 4	$h = 40$	35	1,05	23,5	20,7
Profil ⊏ 5	$h = 50$	30	10,6	35,4	23,7
Rohr	⌀ 30; $d = 2,5$	30	1,12	3,75	7,2
„	⌀ 40; $d = 3,0$	30	2,42	8,10	11,6

Einer beliebigen Steigerung der Abmessungen sind Grenzen gesetzt. Der Dübel darf nicht steifer werden als die Platte. Diese Grenze wird aber wegen des großen Wertes EJ der Platten nicht erreicht werden. Wichtiger ist, daß die Dübelabmessungen nicht so groß werden, daß die Eisen als Trennschicht im Beton wirken. Liegen die Dübel zu nahe in einer Ebene nebeneinander oder reichen sie zu weit an die Ober- und Unterfläche der Betondecke heran, so kann der Querschnitt in dieser Ebene zu sehr geschwächt werden. Die Zugspannungen oder Schubspannungen, die sich aus der Auflagerkraft des Dübels im Beton ergeben, können dann zu groß werden und eine Zerstörung des Betons verursachen. Eine gut durchgebildete Ausführung zeigt Abb. 8. Es sei hierbei auch auf die engere Lage der Dübel am Plattenrande hingewiesen, die entsprechend der größeren Beanspruchung der Ränder gewählt worden ist.

5. Die Länge der Dübel.

Die Dübellänge wird zweckmäßig so festgesetzt, daß gleichzeitig die Druckbeanspruchung des Betons und die Biegebeanspruchung des Dübels möglichst niedrig bleiben. Danach ist die günstigste Dübellänge 60 bis 80 cm. Versuche bestätigen die Annahme, daß Dübel von größerer Länge die Kantenpressung verringern. Allerdings wird mit wachsender Länge die Biegebeanspruchung des Dübels größer[5]). Es konnten mit Dübeln aus Rohr mit 40 mm Außendurchmesser und 2,8 mm Wanddicke und 58 cm Länge Einzellasten von 4500 kg übertragen werden, ehe eine Zerstörung des Betons an der Fuge eintrat. Dübel von 28 cm Länge übertrugen dagegen nur Lasten von 3000 kg. Es empfiehlt sich daher, die Dübel nicht kürzer als 60 cm zu machen.

Es ist nicht leicht, den Forderungen, die an den Einbau der Dübel gestellt werden müssen, auf der Baustelle gerecht zu werden. Der Dübel wird oft als ein sehr lästiges Stück Eisen empfunden, auf das man nur widerwillig Mühe verwendet. Viel wird damit verbessert werden, wenn die Verdübelung fertig montiert angeliefert wird. Jedenfalls darf man sich nicht mit halber Erfüllung der Forderungen zufrieden geben. Hat man sich für den Einbau von Dübeln entschieden, so muß man auch dafür sorgen, daß sie wirksam werden können. Ein schlecht eingebauter Dübel oder ein zu schwacher Dübel ist nicht nur wirkungslos, sondern kann der Ausgangspunkt für eine Zerstörung des Betons werden und damit ungünstiger sein als gar kein Dübel.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau des Brückenzuges zwischen San Francisco und Oakland.

Mehrere bereits erschienene Berichte[1]) über Entwurf und Beginn dieses Großbrückenbaues sollen im folgenden durch Einzelheiten der Bauausführung, insbesondere der bemerkenswerten Gründungsarbeiten ergänzt werden.

Die auf einer Halbinsel gelegene Stadt San Francisco wird mit dem Festlande bekanntlich durch einen im Bau befindlichen Brückenzug verbunden, dessen westliche Seite aus zwei Hängebrücken mit je 705 m weit gespannten Mittelöffnungen und dessen östliche Seite im wesentlichen aus einem großen Fachwerkauslegerträger (mit 426 m Mittelöffnung) und 19 anschließenden kleineren Überbauten besteht.

[1]) Bautechn. 1933, Heft 24, S. 314 u. f., und 1934, Heft 36, S. 464 u. f.

Die nachahmenswerte Offenheit, mit der auch Fehler der Ausführung der Gründungsarbeiten in den Berichten der amerikanischen Fachzeitschriften[2]) behandelt werden, zeigt deutlich die Vor- und Nachteile der verschiedenen Verfahren.

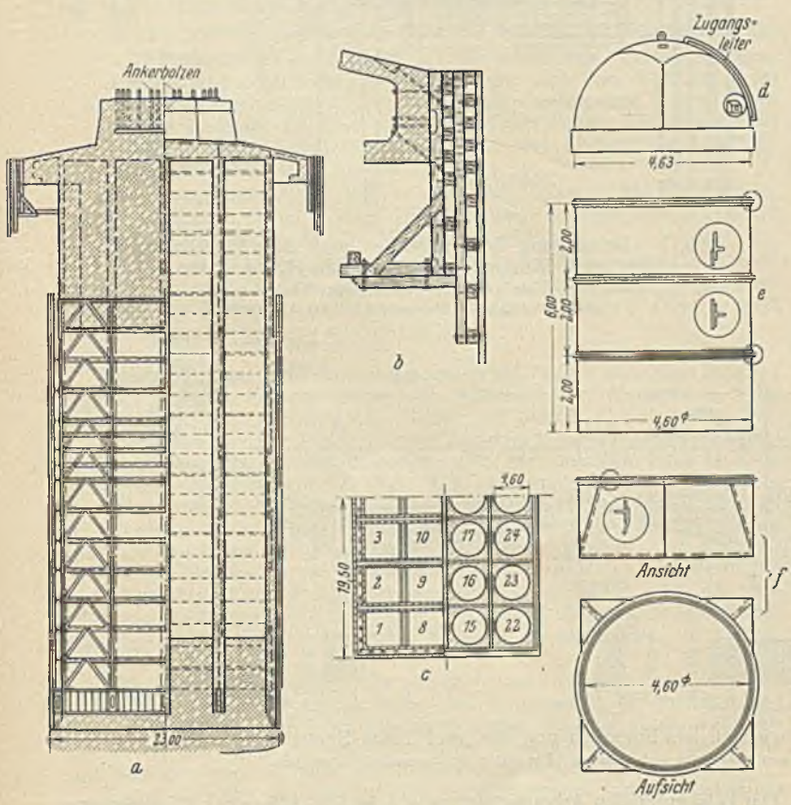
Die in den letzten Jahren im amerikanischen Großbrückenbau verwendeten Gründungen, die alle erhebliche Wassertiefen erreichten, wurden fast ausnahmslos mit Hilfe lotrecht stehender Baggerschächte durchgeführt. Es haben sich in der Hauptsache drei Verfahren herausgebildet:

1. Gründungen mit behelfmäßigen unteren Bodenverschlüssen, wie bei der Mid-Hudsonbrücke[3]) und den Pfeilern der Ostseite des vorliegenden Baues;
2. Gründungen durch Absenken von künstlich geschütteten Sandinseln aus, z. B. bei der Martinezbrücke[4]) und
3. das für die Pfeiler der Westseite dieses Baues verwendete Verfahren mit obengelegenen Verschlüssen.

Ein Nachteil des zuerst genannten Verfahrens ist das schwierige Entfernen der unteren Verschlüsse, besonders bei großen Absenktiefen; das zweite Verfahren erfordert einen Absenkzylinder, der bei den vorliegenden Abmessungen der Pfeiler etwa 67 m Durchm. und 30 m Höhe hätte erhalten müssen.

Die für die Pfeiler der Westseite gewählte Gründungsart mit oberen Verschlüssen weist als Hauptvorteil den beliebig oft zu wiederholenden Übergang von einem Luftdruck zu einem offenen Absenkverfahren, und umgekehrt, auf.

Die Senkkasten bestehen hierbei in ihrem untersten Teile aus 4 bis 5,20 m hohen Kastenträgern, die quadratische Öffnungen von 4,60 m Seitenöffnungen bilden und die Schneiden darstellen (Abb. 1). Über diesen quadratischen Öffnungen werden die aufgehenden, aus einzelnen Rohren von 4,60 Durchm. und je 2 m Höhe bestehenden Baggerschächte zusammengesetzt. Der obere Teil des Senkkastens, der aus 21 bis zu 55 Senkrohren in rechteckiger Gesamtanordnung besteht, wird durch hölzerne, 25 cm und 10 cm dicke äußere Doppelwände eingefaßt und im Inneren durch Stahlträger in Höhe der Rohrstöße zwischen den aufgehenden Schächten abgesteift. Einen wesentlichen Bestandteil bilden ferner die oberen, halbkugelförmigen Abschlußkuppeln der einzelnen Rohre. Alle Stahlteile sind verschweißt, besonders auch die Verschlüsse, die je nach dem Arbeitsfortschritt autogen abgeschnitten, bzw. nach weiterem Aufbau des Senkkastens wieder angeschweißt werden können. Sämtliche zwischen Außenwänden und Rohren gelegenen Hohlräume, einschließlich Aussteifungsskelett, sowie auch die Zwickel zwischen den einzelnen Rohren, können wahlweise, je nach dem zum Absenken erforderlichen Ballast, mit Beton ausgefüllt werden, die Rohre selbst durch Ausblasen bzw. Wiedereinpumpen von Luft oder auch Wasser gleichfalls zum Gewichtsausgleich benutzt werden. Der große Vorteil ist, daß man bei geneigtem Baugrunde



a) Querschnitt durch den Senkkasten. Links durch die Aussteifungsträger, rechts durch die Arbeitsschächte.
b) Querschnitt durch den Pfeilerkopf. Betonauskragung und Holzschürze zum Schutze anstoßender Fahrzeuge.
c) Grundriß des Senkkastens. Links durch die Schneiden, rechts durch eine Hälfte der 28 Arbeitsschächte.
d) Oberer Halbkugelverschluß eines Arbeitsschachtes.
e) Rohrabschnitte des Arbeitsschachtes.
f) Übergangsstück zwischen Schneide und Rohraufbau eines Arbeitsschachtes. Ansicht und Aufsicht.

Abb. 1a bis f. Senkkasten 3 (Westseite).

[2]) S. besonders Eng. News-Rec. 1934, I, S. 431, II, S. 227; 1935 I, S. 239 u. S. 278 u. f.

[3]) Die erste Hudsonbrücke bei New York mit 1,067 km weit gespannter Mittelöffnung. Bautechn. 1927, S. 709; 1929, S. 699; 1930 S. 574; 1932, S. 27. Z. d. VdI 1927, S. 1173; 1929 S. 1504; 1930 S. 329, 1366; 1931 S. 1255.

[4]) Straßenbrücke mit Auslegerfachwerkträgern von zwei 335 m weit gespannten Mittelöffnungen bei San Francisco. Ztrlbl. d. Bauv. 1927, Nr. 29, S. 361 u. f.

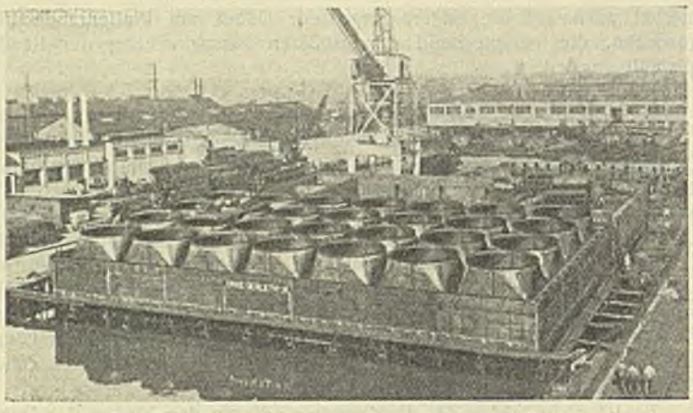


Abb. 2. Zusammenbau des unteren Teils des Senkkastens für Pfeiler 3 (Westseite) auf der Helling.
Die 28 quadratischen Senkkastenschneiden und die Übergangsstücke zu den kreisförmigen Arbeitsschächten sind zu einem Rechteckquerschnitt zusammengefügt.

oder einseitigem Aufsetzen des Senkkastens, bzw. auch beim Durchfahren von verschieden widerstandsfähigem Untergrund, mit Hilfe von Luft- bzw. Wasserdruck oder Betonballast etwaigen Schräglagen wirksam entgegenarbeiten kann.

Der Bauvorgang ist folgender:

1. Zusammensetzen der Kastenträger auf einer Helling in Form von quadratischen Öffnungen, die das Schneidennetz des Senkkastens bilden (Abb. 2).
2. Aufbau der aufsteigenden Rohrschächte, hölzernen Umfassungsspundwände und der dazwischenliegenden stählernen Versteifungskonstruktion.
3. Aufschweißen der halbkugelförmigen Verschlußkuppeln auf den oberen Rohrenden.
4. Abschleppen des schwimmfähigen Senkkastens zu den Führungsgerüsten an Ort und Stelle und Befestigen des Senkkastens durch zahlreiche, 110 t schwere Anker, sowie Verschließen der offenen Seiten der Führungsgerüste durch Fender (Abb. 3).

Die Anker sind in etwa 80 m Entfernung im Meeresboden versenkt, die Ankerseile durch Handwinden auf dem Senkkasten nachstellbar befestigt worden.

5. Absenken des Kastens durch Ausbetonieren der Zwischenräume, zunächst der Außenwände und dann der Rohrzwickel; Verlängern des Senkkastens nach oben. Die oberen Rohrverschlüsse werden einzeln, nacheinander abgeschnitten, die Schächte durch Zwischenschweißen von Rohrstücken verlängert und danach wieder verschlossen.
6. Nach Aufsetzen der Schneiden auf dem noch nicht tragfähigen Boden weiteres Absenken; Entfernen des Bodens mit Greifbaggern durch die einzelnen Rohrschächte von oben her sowie weiterer Aufbau des Senkkastens in der gleichen Weise wie vor.
7. Nach Aufsetzen der Schneiden auf dem tragfähigen Felsen Untersuchung und Reinigung des Bodens durch Taucher innerhalb der einzelnen Rohrschächte und Ausbetonieren der Arbeitsschächte.
8. Betonieren des Pfeilerkopfes. Eine Eisenbetonkonsole oberhalb des HHW soll Schiffe vor Beschädigungen unterhalb der Wasserlinie schützen, die davor angeordnete Holzschürze bei leichtem Anfahren als elastisches Zwischenglied dienen.

weichen Schlammboden der Flußsohle ein; nach dem Ausblasen der Luft mußte zunächst durch Einpumpen von Wasser in die Arbeitsschächte der Gleichgewichtszustand am Schneidenende erhalten bleiben. Beim weiteren Ausbaggern des Schlammbodens durch die Arbeitsschächte ergaben sich mehrfach Schräglagen mit Höhenunterschieden der gegenüberliegenden äußeren Schneiden bis zu 2,60 m.

In Abb. 6 ist eine gefährliche Schräglage für Pfeiler 6 dargestellt. Bei Pfeiler 4 mußten einmal fünf Halbkugelverschlüsse der Westseite und später wieder alle elf Kuppelverschlüsse der Nordseite möglichst rasch aufgeschweißt und Luft eingepumpt werden; gleichzeitig wurden an der gegenüberliegenden, äußeren Zylinderreihe jeweils alle Luftventile geöffnet und zur Erhöhung des Gewichts die Zwickel auf der zu hoch gelegenen Ost- bzw. Südseite mit Beton möglichst hoch angeschüttet. Da der Felsboden auf der Ostseite etwa 6 m höher als auf der Westseite lag, mußte auf der Ostseite, um eine waagerechte Auflagerung der Schneidenebene zu erreichen, eine erhebliche Menge Felsboden mit herausgebaggert werden.

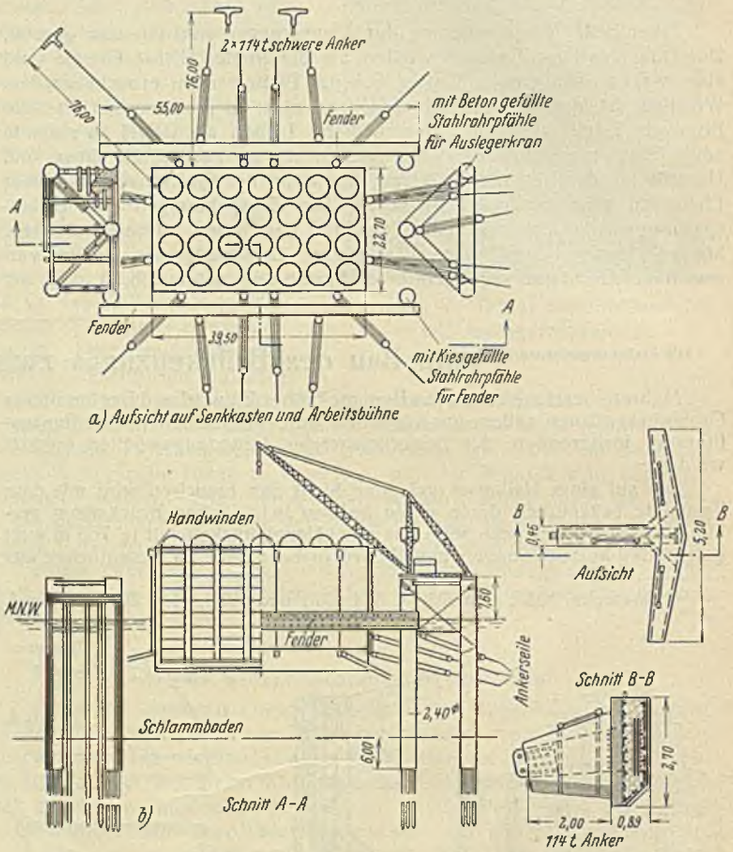


Abb. 3. Befestigung der Senkkasten nach dem Einschwimmen (Pfeiler 3, Westseite) zwischen den Hilfsgerüsten.
Zwei 23-t-Krane dienen zum Aufbau und Ausbaggern, 114 t schwere Eisenbetonanker zum Befestigen des Senkkastens mittels Ankerseils.

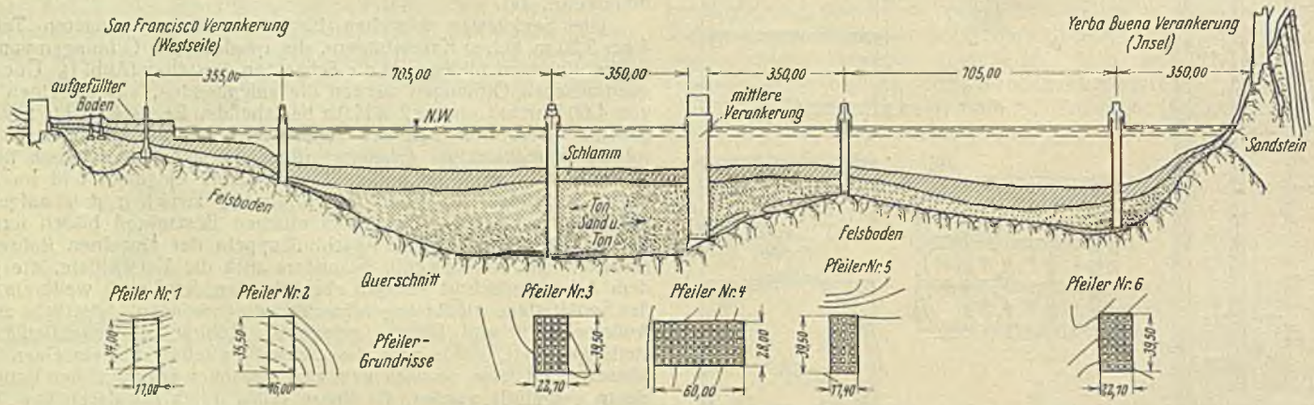


Abb. 4. Querschnitt durch das westliche Flußbett zwischen San Francisco und der Insel Yerba-Buena.
Der gewachsene Felsboden ist von einer bis zu 35 m mächtigen Sand- und Tonschicht und einer bis 14 m dicken Schlammschicht überlagert.

Der größte der vier Senkkasten war für den Pfeiler 4 zwischen den beiden Hängebrücken in der westlichen Durchfahrt erforderlich. In Abb. 4 ist ein geologischer Querschnitt der Westseite des Flußbettes wiedergegeben, aus dem hervorgeht, daß etwa 20 m Wasser, dann 14 m Schlamm und danach 35 m Ton und Sand durchfahren werden mußten, ehe der tragende Felsboden erreicht wurde. Die Querschnittsfläche des Senkkastens 4 betrug 60 × 28 m und bestand aus 55 Rohrschächten (Abb. 5). Beim Absetzen drangen die Schneiden etwa 2,75 m tief in den

Der Fels unter den Arbeitsschächten wurde mit Hilfe eines 4,5 t schweren meißelartigen Fallhammers zerkleinert; die zerkleinerten Überreste mußten unmittelbar unter den Schneiden durch Druckwasserspülrohre in einer Tiefe von etwa 64 m entfernt werden. Zunächst konnten die mittleren, 25 Arbeitsschächte ausbetoniert und danach die äußeren Schächte erst gefüllt werden, nachdem durch besondere Rohre außerhalb des Senkkastens in Schneidenhöhe Beton eingepreßt worden war, der ein Nachdringen des Schlammbodens verhinderte.

Abb. 5. Ansicht der 55 halbkugelförmigen, oberen Verschlüsse der Arbeitsschächte vom Senkkasten des Pfeilers 4 (Westseite).

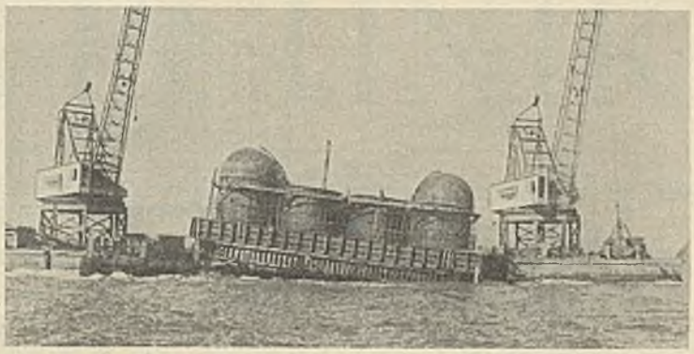


Abb. 6. Schräglage des Senkkastens für Pfeiler 6 (Westseite).
Die Schneiden haben noch nicht den Felsboden erreicht, sondern sind durch Nachgeben des Schlammbodens verschieden tief eingesunken; ein Kippen um die Längsachse bis zu 6° gegen die Lotrechte ist dadurch eingetreten.

Die drei Pfeiler der Ostseite, die nach dem eingangs unter 1. erwähnten Verfahren mit behelfmäßigen unteren Bodenverschlüssen abgesenkt wurden, erreichten zwar auch erhebliche Wassertiefen bis zu 65 m, bieten aber sonst weiter keine Besonderheiten.

Von den Belastungsannahmen der statischen Berechnung sei nur erwähnt, daß infolge der Erdbebengefahr mit einer waagerechten Kraft von $^1/_{10}$ der Erdbeschleunigung (rd. 100 cm/sek²) sowie mit einem Winddruck von rd. 150 kg/m² gerechnet wurde. Für den Winddruck mußte das $1\,^1/_2$fache der vorderen Hauptträgerfläche eingesetzt und die Windrichtung rechtwinklig und außerdem unter 45° zur Brückenachse angenommen werden, was zu erheblichen Längskräften in Brückenachse sowie entsprechender Stahlbewehrung der Eisenbetonpfeiler führte.

Die Erfahrungen mit derartigen Tiefgründungen unter Wasser sind wie folgt zusammenzufassen:

1. Alle Hilfsmittel laufen darauf hinaus, Schräglagen der Senkkasten möglichst zu vermeiden. Daher ist zunächst das Gewicht des Senkkastens gering zu halten und sein Schwerpunkt möglichst tief zu lagern. Durch Ausbetonieren, und zwar zuerst nur der unteren Teile, ist eine tiefe Schwerpunktlage und damit sowohl eine stabilere Schwimmlage als auch eine Verringerung der Kippgefahr bei einseitigem Aufsetzen anzustreben.

2. Plötzliche Bewegungen des Bodens unter dem Senkkasten sind zu vermeiden, insbesondere sind die Schneiden am Rande möglichst wenig zu untergraben, und der Boden dort ist nicht durch Baggern, sondern durch Spülen vorsichtig zu entfernen.

3. Jede zu große Unterfahrung der Randschneiden kann leicht zum Einbruch von außen befindlichen Bodenmassen in das Innere des Senkkastens führen und dadurch abermals Schräglagen hervorrufen.

Über die inzwischen begonnene Aufstellung der Überbauten soll später berichtet werden. R. Bhd.

Vermischtes.

Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit. Der Reichs- und Preußische Verkehrsminister hat — unter W 2. T 3. 248/35 vom 20. Januar 1936 — an alle in Betracht kommenden Behörden folgendes Rundschreiben erlassen:

„Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit beschlossen, die künftig bei den mir unterstellten Wasserbaubehörden anzuwenden sind[1]).

Zu den Richtlinien bemerkt der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton noch:

Über die zweckmäßigste Art der Abdichtung der Probekörper bei wissenschaftlichen Untersuchungen und bei Versuchen für wichtige Bauaufgaben sind keine näheren Angaben in den Richtlinien gemacht, da diese Frage noch durch weitere Versuche geklärt werden muß. Vorläufig soll die Art der Abdichtung den Prüfanstalten überlassen werden.

Die Richtlinien werden vom Verlag Wilh. Ernst & Sohn vertrieben. Der Preis beträgt 0,40 RM je Stück, 10 Stück kosten 3,75 RM, 25 Stück 9 RM, 50 Stück 17 RM, 100 Stück 32 RM und Postgeld.

Außerdem sind die Richtlinien dem Deutschen Normenausschuß übersandt worden mit dem Anheimgeben, sie als Normblatt zu veröffentlichen.

Über die Bewährung der Richtlinien ersuche ich zum 1. Oktober 1937 zu berichten. Fehlanzeige ist erforderlich."

Deutsche Eisenbetonbestimmungen 1932. 4. mit amtlichen Erlassen ergänzte Auflage. Stand Januar 1936. Berlin 1936. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis 2 RM, Partiepreise billiger.

Soeben ist eine neue Ausgabe der Deutschen Eisenbetonbestimmungen 1932 erschienen, die außer dem bereits in der Bautechn. 1935, Heft 40, S. 538, mitgeteilten Runderlaß vom 15. 8. 1935 nunmehr auch den in der Bautechn. 1936, Heft 5, S. 68, inhaltlich wiedergegebenen Runderlaß vom 11. 1. 1936 wörtlich enthält und somit den neuesten Stand der Eisenbetonbestimmungen 1932 vom Januar 1936 genau darstellt.

Da die beiden genannten Runderlasse wesentliche Abänderungen der Deutschen Eisenbetonbestimmungen 1932 enthalten, ist die Anschaffung und sorgfältige Beachtung der neuen Ausgabe jedem Eisenbetoningenieur und Bauunternehmer dringend zu empfehlen. Ls.

Fünfrad-Straßenwalze. Die gewöhnlichen Straßenwalzen haben den Nachteil, daß beim Fahren der Walze der Baugrund in der Fahrtrichtung ausweicht und die sich bildenden Erhöhungen schließlich so weit verdichtet werden, daß die Walze darüber hinwegfährt. Wird die Stelle nochmals befahren, so bleibt die Erhöhung bestehen (Abb. 1).

Daher hat man die Zahl der Walzenräder erhöht, indem unmittelbar hinter der Vorderwalze am Rahmen ein Paar starre, aber seitlich verschiebbare Ausgleichwalzen angebracht wurde (Abb. 2). Die Ausgleichwalzen können das Gewicht des vorderen Teiles einschließlich der Vorderwalze aufnehmen und infolgedessen einen so hohen Druck erzeugen, daß sich bildende Wellen verteilt oder zusammengedrückt werden.

[1]) Vgl. Bautechn. 1935, Heft 52, S. 687.

Angetrieben wird die Fünfradwalze (der Miag, Braunschweig) (Abb. 3) durch einen liegenden, kompressorlosen Dieselmotor mit Verdampfungskühlung, dessen Drehmoment auf die Hinterräder über eine Reibungskupplung, einen raschlaufenden Riementrieb (zum Ausgleich von Stößen) mit großen Riemenscheiben und Spannrolle, ein Wechselgetriebe und auf beiden Seiten durch je ein Innenzahngetriebe übertragen wird. Beim Fahren in Kurven wird das eine oder andere Ritzel der Innenzahngetriebe abgekuppelt. Die Bremse wirkt auf das Getriebe.

Abb. 1.
Bodenlage einer gewöhnlichen Walze. Die Räder passen sich Unebenheiten an.

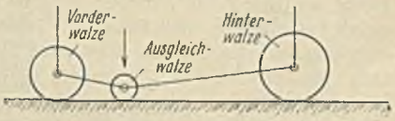


Abb. 2. Bodenlage einer Fünfradwalze. Unebenheiten werden eingedrückt.

Die Lenkung geschieht durch die Vorderwalze und die beiden Ausgleichwalzen, die durch eine Steuereinrichtung gemeinsam bewegt werden.

Vergleichsmessungen mit einer gewöhnlichen Walze und einer Fünfradwalze haben ergeben, daß mit der Fünfradwalze eine Steigerung der Tagesleistung um 20 bis 30 % möglich ist. Infolge des Ausgleichwalzenpaares ist die bodenberührte Walzfläche entsprechend größer als bei gewöhnlichen Walzen. R.

Abb. 3. Ansicht einer Fünfradwalze.

Der spanische Hafen Port of Spain auf Trinidad wird nach einem Bericht in Dock Harbour 1935, Bd. XV, Nr. 178 (August) ausgebaut und hochseegehenden Schiffen unmittelbar zugänglich gemacht. Der Hafen liegt an dem 105 km langen und 45 km breiten Golf von Pavia, in dem Wasserstandschwankungen von höchstens 1,06 m auftreten. Bisher mußten die Hochseeschiffe 4,5 km außerhalb des Hafens ankern. Um ihnen den Zugang zum Hafen unmittelbar zu ermöglichen, wurde im Golf ein durch Bojen bezeichneter und mit Richtungsfeuern versehener Zugangskanal ausgebaggert, dessen Sohle 110 m breit ist und rund 9 m unter dem tiefsten Wasserstande liegt (Abb. 1). Etwa 460 000 m³ wurden ausgebaggert, von denen 200 000 m³ zur Auffüllung hinter den neu errichteten Kaimauern verwendet wurden, während der Rest ins Meer gebracht wurde. Die

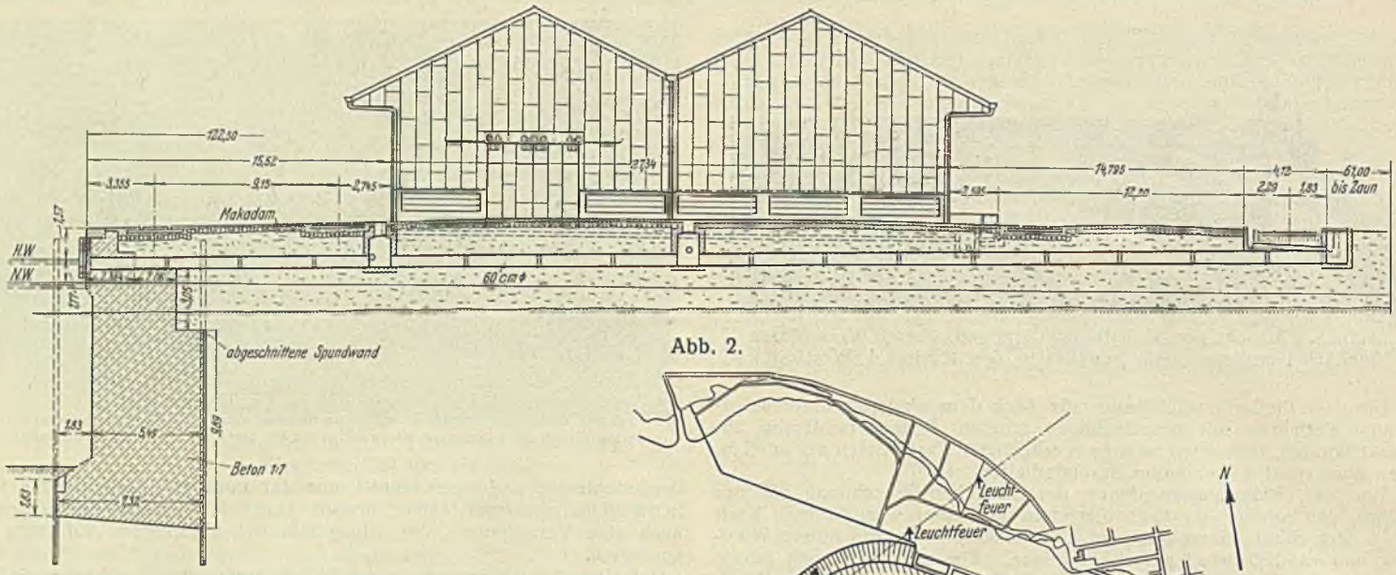


Abb. 2.

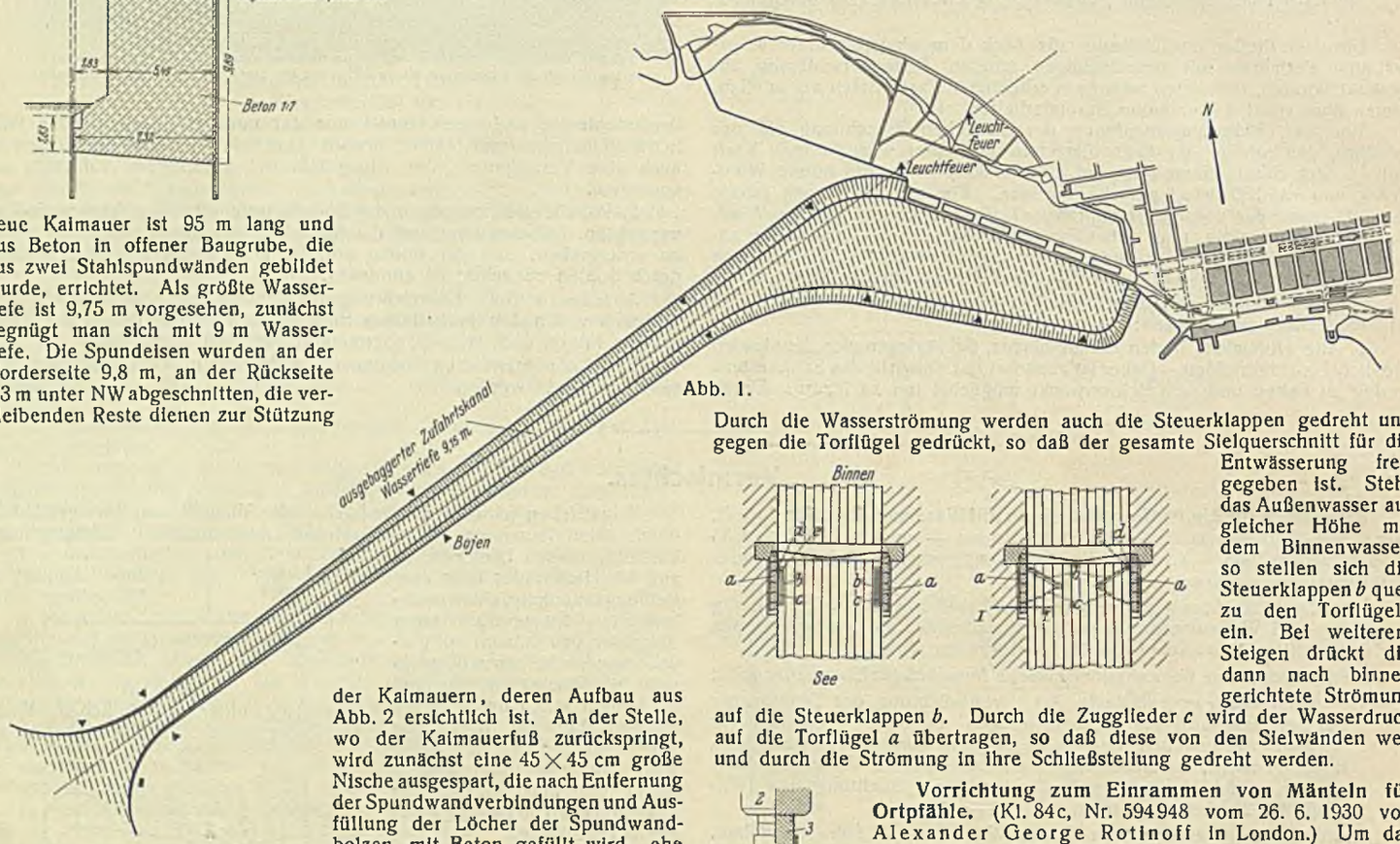


Abb. 1.

neue Kaimauer ist 95 m lang und aus Beton in offener Baugrube, die aus zwei Stahlspundwänden gebildet wurde, errichtet. Als größte Wassertiefe ist 9,75 m vorgesehen, zunächst begnügt man sich mit 9 m Wassertiefe. Die Spundeisen wurden an der Vorderseite 9,8 m, an der Rückseite 2,3 m unter NW abgeschnitten, die verbleibenden Reste dienen zur Stützung der Kaimauern, deren Aufbau aus Abb. 2 ersichtlich ist. An der Stelle, wo der Kaimauerfuß zurückspringt, wird zunächst eine 45×45 cm große Nische ausgespart, die nach Entfernung der Spundwandverbindungen und Ausfüllung der Löcher der Spundwandbolzen mit Beton gefüllt wird, ehe die Oberteile der Spundwandbohlen entfernt werden. Die Mauerkrone besteht aus Gußbetonplatten von 1,2 bis 1,8 m Länge und 91,5×45 cm Querschnitt. An der Mauervorderseite sind Schutzbohlen aus Holz vorgesehen, die an in die Betonmauer eingelassenen Holzlängsbalken befestigt sind. Die Hinterfüllung der Mauer trägt eine 22,5 cm dicke Schicht von grobem Packwerk, auf die eine 12,5 cm dicke Schicht von mit Teer gemischtem Split aus gebranntem Kalkstein aufgewalzt wird. Für ausreichende Entwässerung ist gesorgt.

An der neuen Kaimauer werden fünf ebenerdige Lagerhäuser von 123,5×27,4 m Grundfläche errichtet. Die Lagerhäuser bestehen aus Stahlfachwerk, das mit Stahlwellblech verkleidet ist. An der Vorderseite der Lagerhäuser ist ein Verladegleis, an der Rückseite landseitig sind zwei Verladegleise angeordnet. Der Bau wurde 1934 begonnen und soll Ende 1938 fertig sein. Schm.

Patentschau.

Selbsttätiges Sieltor. (Kl. 84a, Nr. 616098 vom 10. 1. 1933 von Heinrich Dücker in Engbüttel und Dipl.-Ing. Theodor Icken in Padingbüttel, Kr. Wesermünde.) Um den gesamten Sielquerschnitt für die Entwässerung nutzbar zu machen und trotzdem das Tor vor dem von außen nach innen strömenden Wasser zu schließen, ist auf der Binnenseite des Sielflügels *a* eine mit diesem durch ein Zugglied *c* verbundene Steuerklappe *b* angelenkt, deren Drehachse geneigt zur Ebene des Torflügels *a* verläuft derart, daß die Steuerklappe in der Aufklapprichtung überhängt. Zu diesem Zweck ist das untere Drehlager *d* kürzer als das obere Drehlager *a*. Die Steuerklappe *b* ist daher infolge ihres Eigengewichtes bestrebt, von der Torflügelebene wegzuschwingen. Der Drehbereich der Steuerklappe *b* wird durch das Zugglied *c* begrenzt. Fällt bei geschlossenem Sieltor das Außenwasser gegenüber dem Binnenwasser, so werden die Torflügel *a* durch den Überdruck des Binnenwassers gegenüber dem Außenwasser wie bei einem gewöhnlichen Sieltor geöffnet und durch die Wasserströmung bis an die Seitenwände des Sieles gedrückt. Durch die Wasserströmung werden auch die Steuerklappen gedreht und gegen die Torflügel gedrückt, so daß der gesamte Sielquerschnitt für die Entwässerung freigegeben ist. Steht das Außenwasser auf gleicher Höhe mit dem Binnenwasser, so stellen sich die Steuerklappen *b* quer zu den Torflügeln ein. Bei weiterem Steigen drückt die dann nach binnen gerichtete Strömung auf die Steuerklappen *b*. Durch die Zugglieder *c* wird der Wasserdruck auf die Torflügel *a* übertragen, so daß diese von den Sielwänden weg und durch die Strömung in ihre Schließstellung gedreht werden.

Vorrichtung zum Einrammen von Mänteln für Ortpfähle. (Kl. 84c, Nr. 594948 vom 26. 6. 1930 von Alexander George Rotinoff in London.) Um das gegenseitige Abhängigkeitsverhältnis der Länge des Kerns zur Länge der Pfahlabschnitte zu lösen und eine Vorrichtung zu schaffen, die Gewähr für ein gleichzeitiges und gleichmäßiges Niedergehen von Spitze und Mantel bietet, werden zur Übertragung der Rammschläge auf die Manteiringe Mittel vorgesehen, die auf dem Vortreibkern in axialer Richtung verschiebbar und auf ihm an jeder Stelle feststellbar sind. Der Fuß oder Schuh *a* wird durch eine Spindel oder einen Vortreibkern *b* in das Erdreich getrieben. Der Schuh ist in seinen Abmessungen größer gehalten als die Spindel, so daß ein hohler Pfahlschaft aus geformten rohrartigen Einheiten oder Abschnitten *c* oder aus Formsteinen um die Spindel herum aufgebaut werden kann. Nachdem ein kurzer Schaftabschnitt auf den Schuh aufgebaut worden ist, wird die Mutter *e* mit der Spindel in einem kurzen Abstand oberhalb des oberen Endes des aufgebauten Pfahlabschnitts vereinigt. Zwischen der Mutter *e* und den Ringen *f* und f_1, die auf dem Oberrande eines derartigen Abschnitts angebracht werden, können hölzerne Einlagen oder Federn *g* eingeschaltet werden, um die mittels des Hammers *2* auf den Pfahlmantel übertragenen Druckbeanspruchungen abzudämpfen und Beschädigungen des Pfahlschaftes zu verhindern. Die Mutter *e* wird mittels des Gewindes *h* auf der Spindel *b* verschraubt. Der Hammer *2* überträgt die Schläge auf den Schlagklotz *3*, der im Lager *4* am oberen Ende der Spindel untergebracht ist.

INHALT: Die neue Isarbrücke in Bad Tölz. — Über den Einbau von Querfugendübeln bei Betonstraßen. — Vom Bau des Brückenzuges zwischen San Francisco und Oakland. — Vermischtes: Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit. — Deutsche Eisenbetonbestimmungen 1932. — Fünfrad-Straßenwalze. — Der spanische Hafen Port of Spain auf Trinidad. — Patentschau.

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