Anwendung der Vorspanntechnik auf die Sanierung der SBB-Ueberführung bei Lachen

Autor(en): **Schubiger, E. / Wachter, H.R.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **73 (1955)**

Heft 31

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-61966

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

1 kcal/m² ° C h an, was sich mit Beobachtungen in unserem Lande deckt. Wichtig ist die sorgfältige Berücksichtigung des Wärme- und Feuchtigkeitsanfalls in jedem einzelnen Raum durch Personen, Maschinen und Prozesse. Sie ist vielfach für die Luftzuteilung massgebend. In Operations- und zugehörigen Nebenräumen rechnet der Verfasser mit 10- bis 15fachem Luftwechsel pro h und 24 bis 27 ° C, bei 40 bis 65 % relativer Feuchtigkeit, bei Krankenräumen mit 70 m³/h Frischluft pro Kopf bei 22 ° und 65 %. Ausführliche Tabellen orientieren im Falle von engmassierten Einzelbunkern über Frischluftbedarf, Wärme- und Feuchtigkeitsanfall. Bemerkenswert sind die Ueberlegungen betreffend Sondermassnahmen für den Gasschutz, die für den Einsatz von Kampfstoffilfiltern erforderlichen baulichen Massnahmen, sowie die Berechnungen des Sauerstoff- und Aetzkalkbedarfs zur Lufterneuerung bei geschlossenem innerem Luftkreislauf. Die sehr hohen Kosten eines solchen Betriebs zwingen zur Ausnützung aller Möglichkeiten, die im Sinne einer Senkung des Betriebsmittelverbrauchs wirken, wofür Vorschläge gemacht werden. Im Hinblick auf die zahlreichen unterirdischen Bauten, die auch in unserem Lande während und nach dem Krieg für militärische und zivile Zwecke erstellt worden sind, wird man ihre Anpassung an die sich stets ändernden Gefahrmomente und an die Anforderungen des innern Betriebs im Auge behalten und durch eigene Studien, namentlich auch in betriebs- und ausführungstechnischer Richtung, abklären müssen.

Anwendung der Vorspanntechnik auf die Sanierung der SBB-Ueberführung bei Lachen

Von Dipl. Ing. **E. Schubiger**, Zürich, und Dipl. Ing. **H. R. Wachter**, Brückenbau SBB, Kreis III, Zürich DK 624.624.004.6

Der auf dem Gebiet des vorgespannten Betons tätige Statiker fühlt sich bei seinem Spiel mit den Kräften um wertvolle Ausführungsmöglichkeiten reicher geworden. Ein neues Instrument ist in seine Hand gegeben, welches ihm erlaubt, Drucklinien abzulenken, Momentenflächen umzukehren oder Richtung und Grösse von Resultierenden nach Wunsch zu beeinflussen. Das Projektieren von Betonbauten ist um einen Freiheitsgrad erhöht und von starren Verhältnissen und gewissen eingebürgerten Formen gelöst. Aber auch beim Unterhalt und der Sanierung von bestehenden Bauwerken leistet die neue Technik wertvolle Dienste. Rissebildungen oder unzulässigen Verformungen kann Einhalt geboten werden. Pfeilerneigungen oder Mauerkrümmungen infolge von exzentrischen Lasten können korrigiert werden. Beim nachstehend beschriebenen Beispiel wurden Fundamentverschiebungen und Widerlagerdrehungen nicht nur zum Stillstand gebracht, sondern durch Ueberspannen nach sorgfältigem Programm teilweise rückgängig gemacht.

Die Strassenbrücke über die SBB beim «Hirschen» in Lachen, Kt. Schwyz, wurde im Jahre 1940 nach Plänen von Ingenieur Maillart als Bogen erbaut, was sich damals wegen Eisenmangel sehr wohl rechtfertigte. Da schlechter Baugrund vorlag, wurde die Konstruktion als statisch bestimmter Dreigelenkbogen projektiert; seine Spannweite beträgt 40 m, seine Stichhöhe 4,5 m. Kleine zu erwartende Fundamentbewegungen konnten keinen schädlichen Einfluss auf die Beanspruchungen ausüben. Bild 5 gibt die typische Form des letzten Bauwerkes, welches Maillart zu seinen Lebzeiten erstellt hat, wieder. Schon bald nach dem Ausrüsten stellten sich aber grosse Scheitelsenkungen ein. Die seit der Erstellung der Brücke eingetretene totale Senkung betrug 1953 annähernd 17 cm. Die allgemeine, vertikale Setzung der Fundamente unter der Last des Bauwerkes und der Zufahrtsdämme war daran mit etwa 5 cm beteiligt bei einer maximalen Kantenpressung auf das Terrain von 3,9 kg/cm² unter Eigengewicht und 5,6 kg/cm² unter Verkehrslast in ungünstigster Stellung. Noch heute schreiten die Setzungen mit etwa 2 mm pro Jahr fort. Die stark exzentrische Lage der Resultierenden, die bis an den Kernrand der Fundamentsohle ausschlägt, bewirkte eine Drehung der Widerlager in ungünstigem Sinne. Gut zwei Drittel der Senkung rührten von einer horizontalen Auseinanderbewegung der Widerlager her, die schon im dritten Lebensjahre der Brücke etwa 2 cm betrug. 1943 erfolgte deshalb eine künstliche Hebung des Mittelgelenkes durch Einschieben von hydraulischen Pressen in die Scheitelfuge. Es gelang damals, eine vorübergehende Hebung von 4,5 cm zu erzielen. Für eine gründliche Sanierung kam nur der Einbau eines eisernen Zugbandes unter der Bahnlinie hindurch in Frage. Ohne Vorspannung wäre aber der Scheitel voraus-

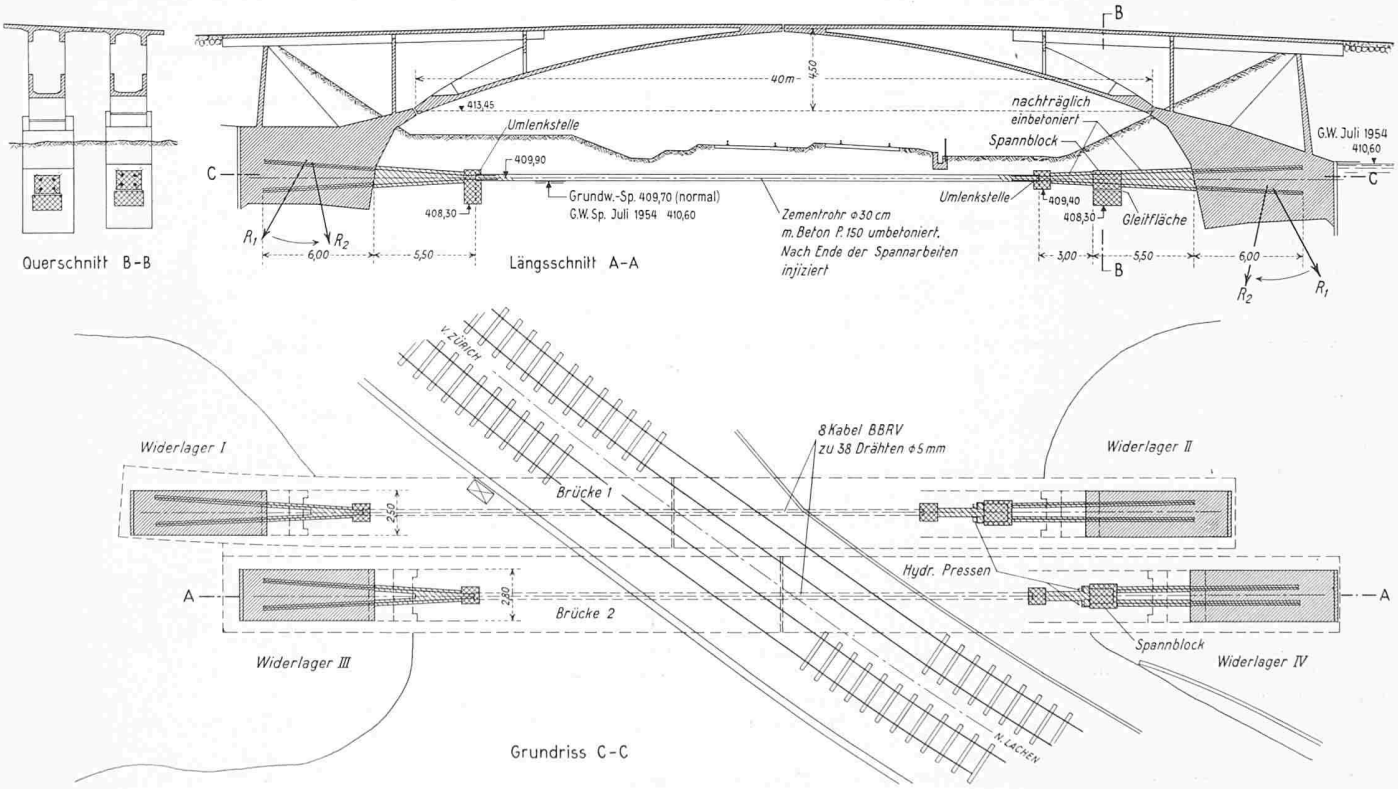


Bild 1. Strassenüberführung über die SBB bei Lachen. Fundamentverstärkung mit je vier Vorspannkabeln System BBRV. Uebersichtsplan 1:400

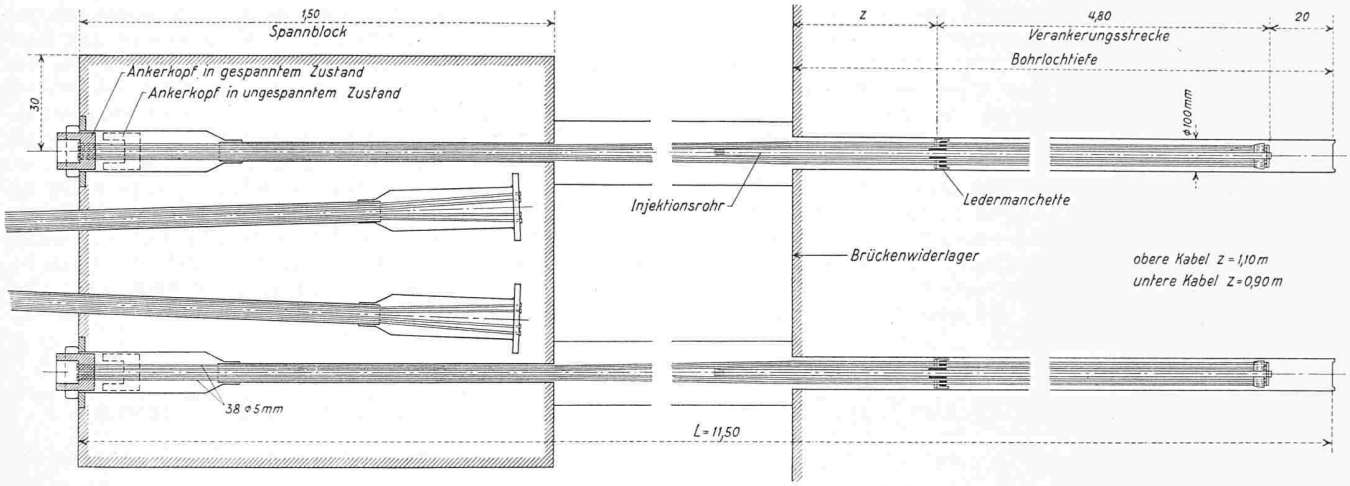


Bild 2. Horizontalschnitt 1:23 durch Spannblock und benachbartes Brückenwiderlager

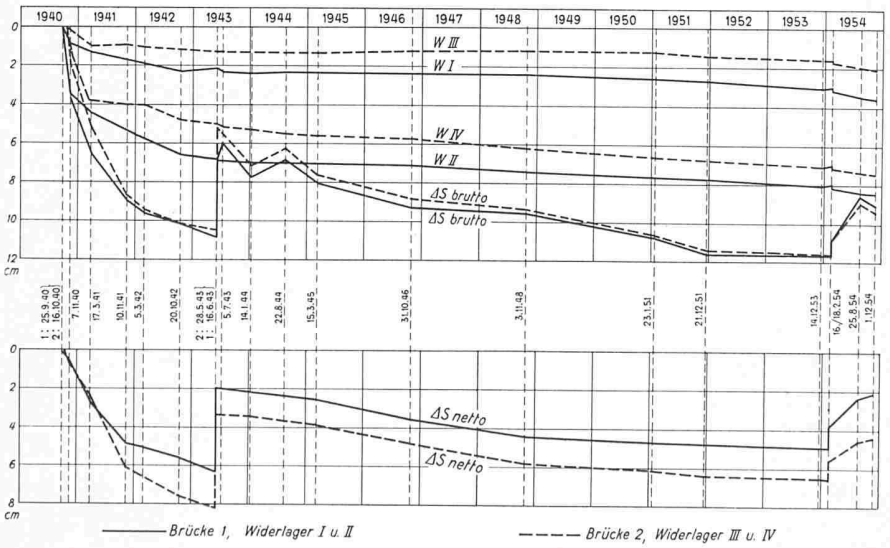
sichtlich noch um weitere 5 cm gesunken, bis das Zugband voll wirksam geworden wäre.

Das Projekt für den Einbau von Vorspannkabeln nach dem System BBRV ist in Bild 1 dargestellt. Die Grösse der einzuleitenden Kraft von etwa 560 t wurde so gewählt, dass die nach aussen geneigte Resultierende nach innen abgedreht und deren Durchgang durch die Fundamentsohle vom äusseren in den inneren Kernrand abgelenkt wurde. Das trapezförmige Diagramm der Bodenpressung konnte wie ein Spiegelbild umgekehrt werden, Bild 4. Die Vorspannkabel wurden etwas überdimensioniert, um die Möglichkeit zu erhalten, eine grössere horizontale Reaktion gegen die Mitte zu erreichen, als sie vorher nach auswärts bestand. Für die Niveauwahl des Zugbandes waren folgende Gesichtspunkte massgebend:

Da die Kämpfergelenke des Bogens über dem Gleis liegen, kam eine direkte Verbindung dieser Punkte durch einen Zuggurt nicht in Frage. Der Horizontalschub konnte also nicht am Angriffspunkt selbst aufgehoben werden. In Fundationstiefe angebracht, hätte das Zugkabel wohl die Richtung der Resultierenden, nicht aber deren Lage in bezug auf den Kern der Sohlenfläche zu beeinflussen vermocht. Die schädliche Drehung des Fundamentes, die sich im Laufe der Zeit einstellte, hätte nicht rückgängigç gemacht werden können. Ein Mittelwert zwischen den beiden extremen Niveaux des Kabels wurde so gewählt, dass bei geringstem Kraftaufwand der grösste kombinierte Effekt von Schub und Drehung erreicht wurde. Diese statisch günstige Lösung entsprach auch einer einfachen Führung des Kabels in zwei Zementrohrleitungen unter dem Bahnkörper.

Bei der praktischen Anwendung der beschriebenen Projektierungsarbeit auf die Ausführung am Bauwerk stellten sich verschiedene delikate Probleme. Wie sollte der zu verschiebende und zu neigende Widerlagerkörper in seinem vollen Umfange gefasst oder umklammert werden? Das sicherste und plausibelste Mittel, nämlich die Umfahrung mit einer grossen Schlaufe, war nicht gangbar, weil es einen tiefen Schlitz im Zufahrtsdamm erfordert und den weichenden passiven Erddruck noch mehr angetastet hätte. Man musste sich deshalb für einen Angriffspunkt an der inneren Leibung entschliessen. Dabei konnte man sich die Erfahrungen zu Nutze machen, welche die Firma Stahlton AG. Zürich mit vorgespannten Felsankern gesammelt hatte (s. SBZ 1953, Nr. 47). Die Verankerung der Kabel erfolgte in sechzehn 6 m tiefen Bohrlöchern von 10 cm Durchmesser, die in genauer Höhenlage und vorgeschriebener Neigung von der Firma Swissboring AG. Zürich durch Kernbohrung in die Widerlagerkörper vorgetrieben wurden.

Unerwarteterweise traf man dabei auf sehr schlechten Beton, der die Bauleitung veranlasste, vorerst das Widerlager durch die bereits gebohrten Löcher mit Normal-Zement unter Zugabe von 2 % Solpenetrit und unter einem Druck von 12 atü injizieren und nachträglich neu anbohren zu lassen. Durch diese zusätzliche Massnahme konnte erst eine einwandfreie Verankerung im Widerlagerbeton garantiert werden.



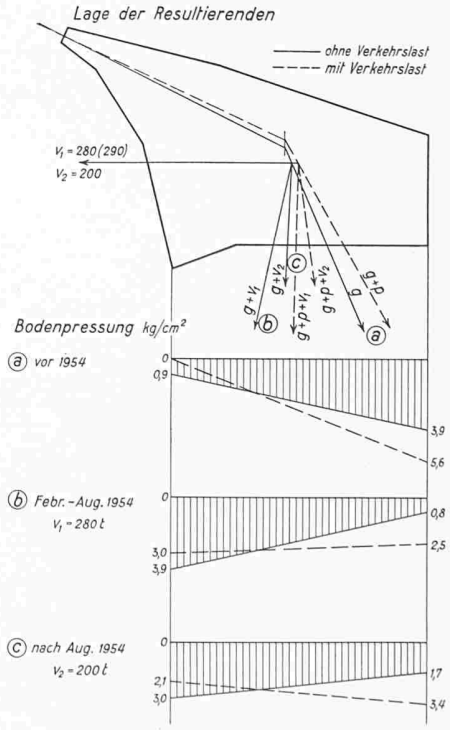


Bild 3. Oben: Gemessene vertikale Widerlager- und Scheitelbewegungen. W I Widerlager I, W II Widerlager II, W III Widerlager III, W IV Widerlager IV. ΔS_{brutto} totale gemessene Scheitelsenkungen, ausgezogen: Brücke 1, gestrichelt: Brücke 2
Unten: Scheitelsenkungen infolge horizontaler Widerlagerverschiebung (nach Elimination der Temperaturbewegungen und der vertikalen Widerlagersetzungen)

Bild 4 (rechts). Lage der Resultierenden und Verteilung der Bodenpressungen vor und nach Durchführung der Sanierung, Masstab 1:200

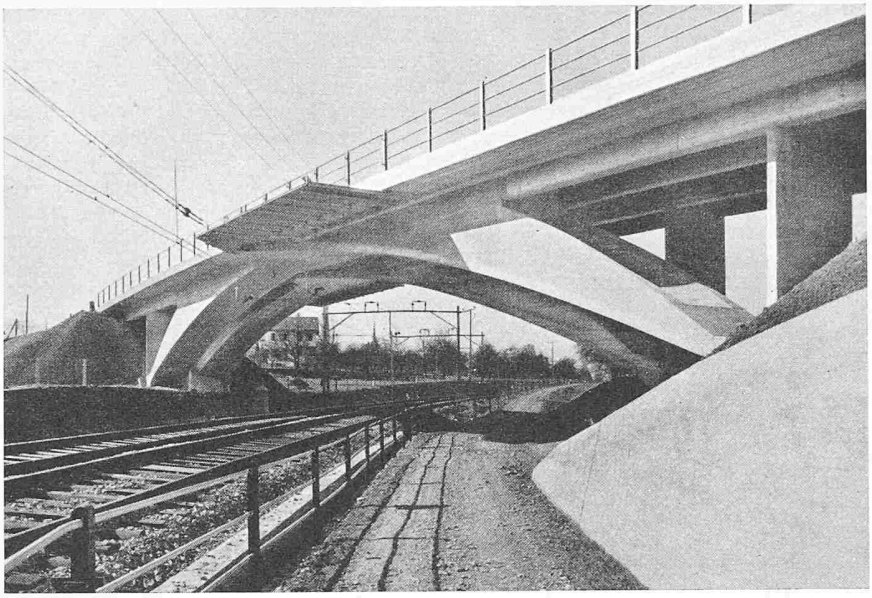


Bild 5. Ansicht der Strassenüberführung über die SBB bei Lachen

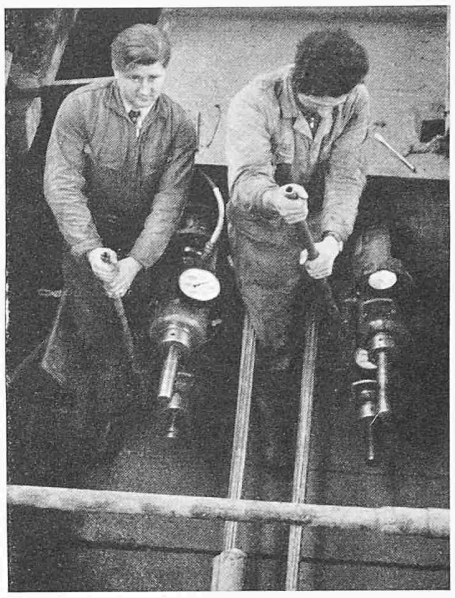


Bild 6. Durchführen der Spannarbeiten, im Vordergrund Spannkabel nach dem gegenüberliegenden Widerlager

Die eigentliche Verankerungsstrecke innerhalb der 6 m tiefen Löcher wird zu 4,8 m angenommen. An deren hinterem Ende liegt die Ankerplatte, in der je 38 Drähte von 5 mm Durchmesser durch aufgestauchte Köpfe verankert sind. Das vordere Ende wird durch eine Ledermanschette abgeschlossen, welche das Ausfliessen des Mörtels verhindert (Bild 2). Nach Einziehen der Kabel wurden die Bohrlöcher mit einer Spezialmischung von Zementmörtel durch die Firma Stahlton AG. vermittels eines Injektionsrohres von ¾" ⌀, das mitten durch das Drahtbündel bis ans hintere Ende des Bohrloches geführt wurde, injiziert. Während eine einwandfreie Injektion der nach hinten fallenden Löcher keine besondern Probleme stellte, zeigten sich bei den steigenden Löchern insofern Schwierigkeiten, als das Verbleiben eines Luftzapfens am Ende des Bohrloches befürchtet werden musste. So wurden denn die steigenden Löcher, sofern auch nur geringe Zweifel über einwandfreie Füllung des Bohrloches bestehen konnten, durch das Injektionsrohr nochmals nachgebohrt, in das Rohr von ¾" ⌀ ein Entlüftungsröhrchen von 6 mm ⌀ eingeführt und nochmals nachinjiziert. Auf diese Weise konnte Gewähr dafür geboten werden, dass die Verankerung in jeder Beziehung einwandfrei ausgeführt war. Die mittlere Haftspannung an der Bohrlochwand betrug im vorliegenden Fall, gerechnet bei einer Verankerungslänge von 4,80 m und einer maximalen Vorspannkraft von 72,5 t pro Kabel: 4,8 kg/cm².

Die Brücke besteht aus zwei voneinander getrennten und unabhängig fundierten Bogen (Brücke I und Brücke II). In jedes der vier Bogenwiderlager wurden vier Kabel zu je 38 Drähten, ⌀ 5 mm, System BBRV, eingeführt und verankert. Die Stahlqualität entsprach einer Zugfestigkeit von 160 bis 170 kg/mm², wobei die grösste erreichte Spannung 97 kg/mm² betrug. Die acht Kabel wurden vom bergseitigen Widerlager unter dem Bahnkörper hindurch zum Flurweg daneben geführt, wo sie mit denjenigen vom seeseitigen Widerlager zusammentrafen. Vorerst sah man dort Schlaufen mit genügend langer Uebergreifung vor, so dass dazwischen normale Druckpresstöpfe hätten eingeschoben werden können. Es erwies sich aber als sicherer und billiger, die acht längeren Kabel in zwei beweglichen Betonblöcken zu verankern. Diese wiesen durchgehende Aussparungen auf, in denen die kürzeren Kabel reibungslos gleiten konnten. Beim Austritt wurden sie von hydraulischen Zugkolben gefasst und angezogen. Dabei rutschten die Betonblöcke seewärts. Es wurde folgendes Spannprogramm eingehalten, wobei vorauszuschicken ist, dass der Horizontalschub aus Eigengewicht für Brücke I 180 t, für Brücke II 190 t beträgt:

1. Spannen in kurz aufeinanderfolgenden Etappen auf 180 t (190 t) und dann auf 280 t (290 t) pro Bogen. Nach der ersten Etappe wurden Kontrollmessungen, vor allem Nivellements durchgeführt, um sich zu vergewissern, dass keine unvorhergesehenen Bewegungen eingetreten waren (16. und 17. Febr. 1954).
2. Belassen der eingeführten Zugkraft während etwa 6 Monaten. In dieser Zeit reduzierte sich die Zugkraft infolge Widerlagerbewegungen und Kriecherscheinungen um etwa 20 bis 25 t pro Brücke.
3. Ablassen der Zugkraft auf 200, bzw. 210 t (25. Aug. 54). Die verbleibende Zugkraft ist somit um 20 t höher als der Horizontalschub aus Eigengewicht, dürfte sich aber im Laufe der Zeit auf diesen reduzieren.

Um die mittels hydraulischer Pressen eingeführten Kräfte bestimmen zu können, wurden erstens die angebrachten Manometer abgelesen, zweitens die zurückgelegten Weglängen der beweglichen Ankerköpfe und drittens die Bewegungen der Spannblöcke gemessen. Die drei Kontrollen ergaben in jedem Moment gute Uebereinstimmung. Nach dem Ablassen der Zugkraft auf 200 t (210 t) wurden die Kabel innerhalb der Zementrohre unter dem Bahnkörper und innerhalb der Spannblöcke durch Zementmörtelinjektionen vor jedem äusseren Angriff geschützt, in den Zwischenpartien, wo sie während der Spannarbeiten offen verliefen, mit mindestens 12 bis 15 cm Ueberdeckung einbetoniert.

Besonders interessant war es, die Bewegungen des Brückenscheitels und der Widerlager zu verfolgen (Bild 3). Um die gemessenen Scheitelbewegungen richtig interpretieren zu können, mussten die Temperatureinflüsse und die vertikalen Widerlagersetzungen sorgfältig eliminiert werden. Erst so konnte ein genaues Bild über den Einfluss der horizontalen Widerlagerbewegungen auf die Scheitelhebung gewonnen werden. Der Einfluss der Temperatur, welche im Innern der Bogenwände gemessen wurde, beträgt (bei $\alpha = 1{,}0 \times 10^{-5}$) 0,89 mm Hebung oder Senkung des Scheitels pro 1° C Betontemperatur. Bei dieser Bewegung handelt es sich um ein natürliches Arbeiten des Dreigelenkbogens. Die vertikalen Setzungen haben sich mit zunehmendem Motorfahrzeugverkehr von 1946/48 an verstärkt. Dass sie während der Sanierungsmassnahmen von 1954 besonders hoch waren, darf in Berücksichtigung der Umlagerung der Bodenpressungen nicht verwundern. Es ist zu hoffen, dass sie nun langsam abklingen werden. Durch die Vorspannung gelang es, die Widerlager gegeneinander zu ziehen, eine weitere Bewegung mit Sicherheit zu verhindern und die Scheitel bis Ende 1954 um 28,1 bzw. 22,0 mm zu heben.

Die genauen Nivellements wurden ergänzt durch Horizontalwinkelmessungen von gut fundierten Fixpunkten aus, aus deren Ergebnissen die horizontalen Verschiebungen der Widerlager berechnet werden konnten. Dabei zeigte sich, dass alle vier Widerlager an den Bewegungen in gleicher Weise beteiligt waren (6,9 bis 8,5 mm), während die vertikalen Setzungen eine grössere Bewegung der seeseitigen Widerlager hätten erwarten lassen. Vergleichsweise sei bemerkt,

dass die aus dem Nivellement berechneten horizontalen Bewegungen 6,4 mm (I), bzw. 5,0 mm (II) hätten betragen sollen. Erwartungsgemäss haben sich die Widerlager auch gegen das Gleis zu gedreht und zwar die bergseitigen Widerlager mit einem Winkel von 0,4 bis 0,8 mm pro m, die seeseitigen mit einem solchen von 0,2 bis 0,3 mm pro m. Die Messungen sollen im Laufe der nächsten Jahre fortgesetzt werden.

In Ergänzung zu den Messungen wurden die bestehenden Risse der Fahrbahnlängsträger an einer Brückenhälfte genau kontrolliert. Neue Risse waren dabei nicht zu beobachten und auch nicht zu erwarten, nachdem durch die getroffenen Massnahmen ja lediglich schädliche Beanspruchungen der Fahrbahnlängsträger rückgängig gemacht und keine neuen, in anderer Weise schädlichen Beanspruchungen eingeführt wurden.

Die Baukosten der Brücke betrugen 113 000 Fr. (1940). Der heutige Erstellungswert ist etwa doppelt so gross. Die Kosten der Sanierung beliefen sich auf rd. 55 000 Fr. oder rd. 24 % des heutigen Erstellungswertes.

Die Verfolgung der Sanierungsarbeiten auf der Baustelle vermittelte den Eindruck, dass mit relativ geringen Hilfsmitteln, wenigen dünnen Kabeln, handlichen hydraulischen Pressen und sorgfältig überlegten Verankerungsmethoden arg verschobene Massen von Beton am Weitergleiten verhindert und sogar ein Stück weit in ihre ursprüngliche Lage zurückversetzt werden konnten.

Projekt: E. Schubiger, dipl. Ing., Zürich, Gladbachstrasse 85
Bauleitung: Sektion Brückenbau SBB, Kreis III
Vorspannarbeiten: Stahlton AG., Zürich

Zehn Jahre Wohnungswiederaufbau in England

Von **W. Zeller**, London

DK 728.025.3

Zu den dringendsten wirtschafts- und sozialpolitischen Aufgaben, die allen zerstörten Ländern nach dem Krieg gemeinsam waren, gehört der Wiederaufbau des Wohnraumes. Aus der Zusammendrängung der Menschen auf zu enge Räume erwuchsen bis dahin unbekannte wirtschaftliche, soziale und moralische Probleme, die nach einer möglichst raschen Lösung riefen. Man weis, dass die einzelnen Länder diese Probleme mit verschiedenen Mitteln und mit verschiedenem Erfolg gemeistert haben. Die Verhältnisse der englischen Wirtschaft, der durch die Knappheit an sachlichen und persönlichen Produktionsmitteln und deshalb auch an Konsumgütern lange Jahre der «austerity» aufgezwungen wurden, liessen es als unumgänglich notwendig erscheinen, den Wohnungswiederaufbau straff zu lenken. Doch beschränkte sich die Wohnungspolitik nicht auf restriktive Bewilligungs- und Kontrollmassnahmen des Staates; wohl noch wichtiger war die Erfüllung konstruktiver Aufgaben auf dem Gebiet von Finanzierung, Planung und Forschung. Der Problemkreis ist so vielschichtig, dass der nachstehende Ueberblick nur den Charakter einer Skizze haben kann.

In jedem der fünf Jahre vor Kriegsausbruch waren in Grossbritannien im Durchschnitt 360 000 neue Wohnhäuser erstellt worden. Sie genügten nur knapp, um die wachsende Bevölkerung unterzubringen, und vorab in den grossen Städten blieben manche Erscheinungen der Ueberbesetzung von Wohnungen und der «Slums», der Elendsviertel, bestehen. Von 1939 bis 1945 konnten nur noch 200 000 neue Häuser gebaut werden; 225 000 wurden dagegen vollständig zerstört und 250 000 so stark beschädigt, dass sie unbewohnbar geworden waren. Im ganzen hat man festgestellt, dass, wenn man die teilbeschädigten Gebäude hinzuzählt, durchschnittlich jedes dritte Haus des Landes seine Wohnkapazität ganz oder teilweise eingebüsst hatte. Die Kalamität war um so grösser, als die Kriegsjahre auch in England durch hohe Heirats- und Geburtenziffern die Wohnungsnachfrage ständig vergrösserten. Die Leistungsfähigkeit der Baumaterialienindustrien, die selbst unter dem Krieg stark gelitten hatten, war bei weitem unzureichend, und es herrschte Mangel an Arbeitskräften. Eine planmässige Baupolitik war daher unerlässlich. Sie musste, da sich die Notlage über alle Landesteile erstreckte, durch die Landesregierung zentralisiert werden. Diese gab dem Wohnungsbau, dem Bau von Schulen und von für die Gesamtwirtschaft entscheidenden Industrien die Priorität.

Die Mittel und Wege der Baupolitik dienten dem Bestreben, zwischen allen öffentlichen und privaten Interessierten eine möglichst enge Zusammenarbeit einerseits in der Planung, anderseits in der Finanzierung zu sichern. Die Zentralregierung als oberstes Kontrollorgan wirkte vor allem durch das «Ministerium für Hausbau und lokale Behörden», das Arbeitsministerium, das Ministerium für öffentliche Arbeiten und das Departement für wissenschaftliche und industrielle Forschung. Als ausführende Organe im Bauwesen traten die lokalen Behörden (hauptsächlich Grafschaftsräte) auf, im weitern Baugenossenschaften (in denen sich besonders die Bezüger kleiner Einkommen zusammenschlossen) und private Unternehmer; mit der Erfüllung besonderer Zwecke wurden «Entwicklungskorporationen» für die bauliche Sanierung der grossen Städte unter der Kontrolle der Regierung betraut. Einzelne Regierungsdepartemente wurden für den sozialen Wohnungsbau zugunsten ihrer Angestellten (Militär, Polizei usw.) verantwortlich gemacht, und in Schottland und in Nordirland wurden eigene staatlich finanzierte Verbände zur Förderung des sozialen Wohnungsbaues ins Leben gerufen. Zudem bildeten sich Selbsthilfegruppen, deren Mitglieder in ihrer Freizeit selbst ihre neuen Häuser bauten.

Bild 1. Neues Schulhaus in Stevenage. Der Bau von Schulhäusern gehört wegen der starken Geburtenzunahme zu den dringlichsten Bauaufgaben Englands.

In der Ausführung der Bauten durch diese Organe vollzog sich in der Nachkriegszeit eine hervorstechende Strukturwandlung: Die lokalen Behörden wurden zum wichtigsten Bauherrn des Landes. Vor dem ersten Weltkrieg hatte das Bauwesen praktisch ausschliesslich in den Händen der Privaten gelegen, die auch zwischen den beiden Kriegen noch rund drei Viertel aller Wohnhäuser erstellen liessen. Doch traten in dieser Zeit bereits die Grafschaften als Bauherren auf. Seit Kriegsende hat sich das Verhältnis umgekehrt: Von allen neuen Wohnbauten entfielen drei Viertel auf die Initiative der lokalen Behörden, während die privaten Unternehmer und die Genossenschaften nur noch knapp einen Fünftel beitrugen.

Diese Erscheinung ist nicht zufällig; sie leitet sich aus der zentralisierten öffentlichen Ueberwachung der Bauwirtschaft