

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 69 (1951)
Heft: 23

Artikel: Die Elektrifikation der Strecke Paris-Lyon der SNCF
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-58872>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 02.04.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

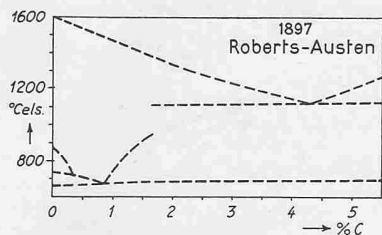


Bild 8a

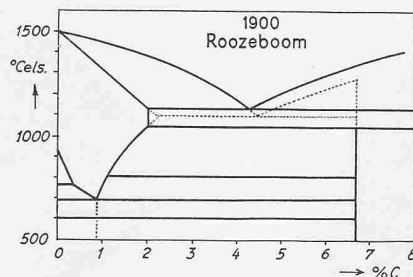


Bild 8b

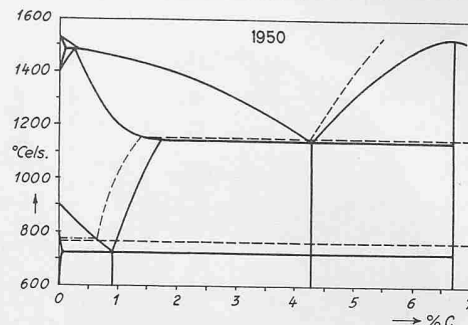


Bild 8c

Bilder 8a bis c. Entwicklungsstufen des Eisen-Kohlenstoffdiagramms

Unterdessen hatte aber auch die praktische Metallographie eine sehr bedeutsame Entwicklung in thermischer Hinsicht begonnen. Aus ihr ragt als markantestes Beispiel das System Eisen-Kohlenstoff hervor. Schon bei der Gefügeuntersuchung stand es wegen seiner praktischen Bedeutung im Mittelpunkt alles Strebens. Die thermischen Vorgänge dagegen bereiteten der wissenschaftlichen Deutung ungewöhnliche Schwierigkeiten, so dass ungelöste Probleme lange Zeit zur intensivsten Forschung anspornten. Die ersten grundlegenden Arbeiten führte der französische Ingenieur Floris Osmond (1849—1912) durch. Er entdeckte die Polymorphie des reinen Eisens und bestimmte aus Abkühlungskurven die Umwandlungspunkte im Zusammenhang mit dem Kohlenstoffgehalt an Proben mit 0,08, 0,16, 0,29, 0,57, 1,25 und 4,10 Prozent Kohlenstoff (1885). Auch die thermische Hysterese (Ac/Ar) wurde von ihm beobachtet. Nach der von Osmond entwickelten Härtungstheorie wird durch das Abschrecken die bei höherer Temperatur stabile Modifikation ins Gebiet gewöhnlicher Temperatur gebracht. Der Kohlenstoff vermindert lediglich die Umwandlungsgeschwindigkeit. Den Allotropisten standen die Karbonisten gegenüber, sie erklärten die Härte aus verschiedenen Formen des Kohlenstoffs (Härtungskohle in Gestalt winziger Diamanten). Diese ersten Arbeiten führten noch nicht zum Zustandsdiagramm, sie brachten auch keine abschliessende Klärung der Probleme, aber wenige Jahre später gewann das Bild schärfere Konturen. Henri Le Chatelier (1850—1936), bekannt durch die Konstruktion eines Thermoelementes (1887) und eines Metallmikroskops (1897), betonte in seinem «Etat actuel de la théorie de la trempe» (1897) die Gleichartigkeit der Kristallisationsvorgänge in flüssigen und festen Lösungen. Dies förderte die Erklärung der Vorgänge in erstarrten Stählen. Das erste Zustandsdiagramm der Eisen-Kohlenstofflegierungen veröffentlichte 1897 C. W. Roberts-Austen (1843—1902) im «Fourth report to the alloys research committee» (Bild 8a). Es ist die Zusammenfassung der damaligen Versuchsergebnisse mit dem Hinweis, dass zwischen dem Erstarrungsbild Salz-Wasser und Eisen-Kohlenstoff der wesentliche Unterschied einer festen Lösung Kohlenstoff in Eisen bestehe. Die Erscheinungen werden dadurch kompliziert, dass die Löslichkeit mit sinkender Temperatur abnehme. Auf Grund der theoretischen und praktischen Ergebnisse stellte Roozeboom ein neues Zustands-

diagramm auf (Bild 8b). Es zeigte als wichtigen Fortschritt die Soliduslinie der γ -Mischkristalle (1900). Die klare Trennung des metastabilen Systems Eisen-Eisenkarbid und des stabilen Systems Eisen-Graphit wurde von E. Heyn durchgeführt. Der Vergleich zweier Entwicklungsstufen mit dem heutigen Diagramm (Bild 8c) lässt uns ahnen, welche Unsumme von theoretischer und praktischer Arbeit darin steckt.

Ein ansprechendes Detail der Metallographie ist im Zusammenhang mit dem Eisen-Kohlenstoffsystem hervorzuheben: Die einzelnen Gefüge wurden zu Ehren verdienter Forscher benannt: Austenit, Martensit, Hardenit, Troostit, Sorbit, Osmondit, Ledeburit.

Die Bedeutung der Metallographie erstreckt sich heute auf alle Gebiete der Metallverarbeitung, und sie greift damit — oft unbemerkt — in viele Zweige des täglichen Lebens. Darum ist es anregend, auch die Entwicklung der Metallographie auf dem Hintergrund der allgemeinen Geschichte von Wissenschaft und Technik zu studieren. Aus Unterlagen, welche die Eisenbibliothek der Georg Fischer A.-G. in Schaffhausen freundlich zur Verfügung stellte, entstand diese historische Skizze. Sie möchte zeigen, wie die Grundzüge der heutigen Metallographie zu verstehen sind aus dem Zusammenschluss zweier Tätigkeitsgebiete, dem Betrachten des Gefüges als etwas Gewordenem und dem Erforschen der Zustandsänderungen beim Erstarren und Umwandeln.

Die Geschichte der Wissenschaft ist die Wissenschaft selbst. (Goethe)

Literaturverzeichnis

- [1] G. Agricola: Zwölf Bücher vom Berg- und Hüttenwesen (1556). Agricola-Gesellschaft beim Deutschen Museum 1928.
- [2] G. Mazini: Congettura sopra le figure del ferro, Brescia 1714.
- [3] A. de Réaumur: L'art de convertir le fer forgé en acier et l'art d'adoucir le fer fondu, Paris 1722.
- [4] A. Martens: Mikroskopische Untersuchung von Eisen, «Z. VDI» 1878. Mikroskopische Untersuchung des Kleingefüges von Eisen, «Stahl und Eisen» 1889.
- [5] H. Wedding: Die Mikrostruktur des Eisens, «Stahl und Eisen» 1887.
- [6] P. Goerens: Einführung in die Metallographie, 1906.
- [7] R. Ruer: Metallographie in elementarer Darstellung, 1907.
- [8] E. Rengade: Analyse thermique et métallographie microscopique, 1909.
- [9] O. Kröhnke: Kurze Einführung in den inneren Gefügebau der Eisen-Kohlenstofflegierungen, 1911.
- [10] O. Vogel: Lose Blätter aus der Geschichte des Eisens, Die Anfänge der Metallographie, «Stahl und Eisen» 1917.

Die Elektrifikation der Strecke Paris-Lyon der SNCF

DK 621.331 : 625.1(44)

Von der im Jahre 1944 beschlossenen Elektrifizierung der Gesamtstrecke Paris-Lyon, deren Verkehrsleistung unter allen Bahnverbindungen Frankreichs an erster Stelle steht, konnte am 31. August 1950 die Teilstrecke Laroche-Dijon und am 8. Oktober 1950 die Strecke Paris-Dijon dem vollelektrischen Betrieb übergeben werden. Die Strecke Dijon-Lyon soll aus finanziellen Gründen nur schrittweise auf elektrische Traktion umgebaut und voraussichtlich im Jahre 1953 fertiggestellt werden. Durch die Elektrifikation der Strecke Paris-Dijon konnten die Reisezeiten bereits beträchtlich verringert werden, so für die Strecke Paris-Lyon um 1 h 40 min oder 24 %, für Paris-Marseille um 1 h 55 min = 17 % und für Paris-Genf um 1 h 10 min = 13 %. In späteren Etappen sollen die Strecken Mâcon-Bourg-Ambérieu, Lyon-Ambérieu und Culoz-Bellegarde auf elektrische Traktion umgebaut werden, so dass man alsdann von Paris über Modane nach Italien und über Bellegarde nach der Schweiz elektrisch reisen kann.

Durch die Elektrifikation der Strecke Paris-Lyon, die insgesamt 3540 Mio fr. f. (rd. 44,25 Mio sFr.) kosten wird, sollen

jährlich 339 Mio fr. f. (rd. 4,25 Mio sFr.) an Betriebskosten und überdies rd. 600 000 t verkokbarer Kohle eingespart werden, die der französischen Stahlindustrie zugute kommen.

Die Traktionsenergie wird zum Teil von den thermischen Kraftwerken in der Umgebung von Paris über die Grossschaltstation Créney, zum Teil von den Wasserkraftwerken des Zentralmassivs, namentlich des Dordognebeckens, und in besonderem Masse vom Rhonekraftwerk Génissiat geliefert. Diese Werke speisen eine längs der Strecke laufende 60-kV-Leitung, an welche die Unterstationen angeschlossen sind. Mit Rücksicht auf die schon elektrifizierten Strecken Paris-Orléans, Culoz-Modane und Sète-Nîmes wurde als Traktionsenergie Gleichstrom von 1500 V gewählt, der in 52 Umformerstationen erzeugt wird. Jede Station enthält 1 bis 3 Einheiten, bestehend je aus einem Transformator und einem Quecksilberdampf-Gleichrichter. Diese Einheiten sind auf Rollen montiert, so dass sie rasch ausgewechselt werden können. Unterstationen mit nur einer 4000-kW-Einheit, für die bei Ausfall die beiden Nachbarstationen einspringen können, befinden

sich auf der Strecke Dijon-Lyon. Für die Strecke Paris-Dijon erstellte man Unterstationen mit zwei Einheiten, die nur bei Spitzenbedarf gleichzeitig im Betrieb stehen. Für die besonders empfindlichen Speisestellen im Aussengürtel von Paris, an der Bergstrecke Les Laumes-Dijon und in der Umgebung von Lyon sah man Unterstationen mit drei Einheiten vor, von denen eine als Reserve dient. Diese Unterstationen werden von drei Kommandostellen in Paris, Dijon und Lyon ferngesteuert. (Ueber das Stellwerk Dijon und die «banalisation» der Strecke Dijon - Blaisy siehe SBZ 1949, Nr. 42, Seite 607.)

Für die ganze Strecke wurden insgesamt 234 elektrische Lokomotiven in Auftrag gegeben, davon 95 Schnellzuglokomotiven mit folgenden Daten: Achsfolge 2D2, Dienstgewicht 150 t, Adhäsionsgewicht 92 t, Stundenleistung 3730 kW,

Dauerleistung etwa 3500 kW, maximale Geschwindigkeit 140 km/h. Für Expresszüge werden von Als-Thom gelieferte CoCo-Lokomotiven eingesetzt; ihre Hauptdaten sind: Dienstgewicht 102 t, Stundenleistung 3439 kW, Dauerleistung 3250 kW, Höchstgeschwindigkeit 175 km/h, steigerbar auf 200 km/h. Diese Lokomotiven befördern Güterzüge von 1300 t auf Steigungen von 5 ‰ mit 50 km/h und Schnellzüge von 500 t auf Steigungen von 8 ‰ mit 122 km/h. Für die Personen-, Post- und Güterzüge werden verbesserte BoBo-Lokomotiven verwendet, die bei 92 t Dienstgewicht eine Höchstgeschwindigkeit von 115 km/h erreichen und Güterzüge von 1300 t auf Steigungen von 5 ‰ mit 55 km/h zu befördern vermögen. Nähere Einzelheiten finden sich im «Bulletin» des SEV 1951, Nr. 10 vom 19. Mai.

Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton

Von Dipl. Ing. G. A. RYCHNER, EMPA, Zürich

DK 624.012.4.0046

I.

In den nachfolgenden Ausführungen wird versucht, eine allgemeine Risstheorie des Eisenbetons aufzustellen, die also sowohl für *Biegung* als auch für *reinen Zug* und *schräge Hauptzugspannungen* gültig ist. Sie beruht auf der Beobachtung der Risse und des Verhaltens einer grossen Zahl von in der EMPA im Laufe der Jahre geprüften und mit den verschiedensten Armierungen bewehrten Eisenbetonbalken, vor allem aber auf den Ergebnissen von in letzter Zeit durchgeführten Versuchen mit sogenannten aufgelösten Armierungen. Sie stützt sich ferner auf schwedische Forschungen auf dem Gebiet der Rissbildung und namentlich auch auf die Erfahrungen aus der Praxis.

Die vorgeschlagene Theorie setzt voraus, dass das *Dehnungsvermögen des Betons* eine *Materialekonstante* ist. Der Gedanke, dass ein Beton gleicher Qualität für die gleiche Beanspruchungsart und bei gleichem thermo-hygroskopischem Zustand je nach den Armierungsverhältnissen eine verschiedene Dehnfähigkeit bis zur Rissbildung haben könnte, ist vom physikalischen Standpunkt aus nicht befriedigend. Die Eisenbetonwissenschaft konnte sich jedoch bis heute nicht vom Gedanken lösen, dass der Beton eine je nach den Armierungsverhältnissen verschiedene Dehnfähigkeit, eine grosse «Duktilität» in der Nähe der Armierungen besitze. Diese Annahme beruhte auf nicht richtig interpretierten Versuchsergebnissen und wurde manchmal zur vorgefassten Meinung. Auf diese Weise war es nicht möglich, das wichtige Rissproblem zu lösen und vor allem eine ungefähr gleichmässige Sicherheit gegen zu breite Risse zu erzielen.

Die vorliegende Risstheorie erlaubt, sämtliche Versuchsergebnisse und Erfahrungen aus der Praxis zu erklären, bezweckt aber *nicht*, die Rissbreiten in jedem Einzelfall zum voraus zu berechnen, was ein kühnes Unterfangen wäre. Insbesondere liefert sie eine einleuchtende und mit der Elastizitätstheorie in Einklang stehende Erklärung für das angeblich grosse Dehnungsvermögen des Betons bei gewissen Armierungsverhältnissen. An Hand der bekanntesten Beispiele für reinen Zug wird gezeigt, dass die «Duktilität» des Betons *unabhängig von den Stahleinlagen* und in gewissen Fällen nur scheinbar grösser ist. Dies erlaubt uns, die in grossen Zügen betrachteten Rissprobleme in einfacher und befriedigender Weise zu lösen, u. a. die Rissbreiten unter Belastung in zulässigen Grenzen zu halten, wofür wir in den nachstehenden Ausführungen eine Formel für die Praxis angeben.

II.

Nachdem wir obiges vorausgesetzt haben, stützen wir uns auf die durch Versuche belegte Tatsache, dass die Rissbreiten in erster Linie vom Haftspannungszustand des Eisenbetons abhängig sind.

Primär ist der Haftspannungszustand vom Unterschied $\Delta\sigma_e$ der Zugspannungen der Stahleinlagen im vollen, ungerissenen Querschnitt und im gerissenen Querschnitt abhängig und zwar *im Augenblick der Rissbildung*. Diese Tatsache ist von grundlegender Bedeutung. Je grösser $\Delta\sigma_e$ ist, desto grösser werden, bei den gleichen Stahleinlagen, für die im Augenblick der Rissbildung bei gleicher Betonqualität der gleiche Haftfestigkeitswert einzusetzen ist, die Rissabstände und folglich die Rissbreiten, gemäss den Beziehungen:

$$(1) \quad \text{Mittlerer Rissabstand } l = 2 \frac{\Delta\sigma_e}{\tau} \frac{Fe}{U},$$

durch die Verhältnisse *im Augenblick der Rissbildung* gegeben, wo Fe/U die Verbundcharakteristik der Stahleinlagen $= d/4$ für Rundeseisen gleichen Durchmessers d ist und der mittlere einzusetzende Haftfestigkeitswert τ des Stahles als gleichmässig verteilt auf die Hälfte $l/2$ des Rissabstandes angenommen werden kann.

Rissbreite R_m für eine mittlere Eisendehnung ε_{em}

$$(2) \quad R_m = \varepsilon_{em} l = \frac{1}{E_e} \left(\bar{\sigma}_e - \frac{\Delta\sigma_e}{2} \right) l$$

wo $\bar{\sigma}_e$ die Eisenspannung im gerissenen Querschnitt, $\Delta\sigma_e$ den entsprechenden Spannungsunterschied, E_e den Elastizitätsmodul des Stahles bedeuten. Gleichung (2) gilt nur, solange die Stahleinlagen zwischen den Rissen nicht gleiten (bzw. nur in unmittelbarer Nähe des Risses gleiten).

$$(3) \quad \text{Maximale Rissbreite } R_{\max} = \varepsilon_e l = \frac{\bar{\sigma}_e}{E_e} l$$

massgebend für die Beurteilung der Sicherheit gegen zu breite Risse, was durch Versuche (s. Bild 1) bestätigt wurde¹⁾.

Hierbei sind die wirkliche Verteilung der Haftspannungen zwischen den Rissen und die wahre Grösse des Wertes $\Delta\sigma_e$ ohne Belang. Die Berechnung stützt sich auf einfache Hypothesen, die sich ihrerseits auf die zweckmässige Wahl des Wertes τ gründen, der im gewöhnlichen Zug-Haftfestigkeitsversuch ebenfalls konventionell als Mittelwert $\tau = (\sigma_e Fe)/(lU)$ ermittelt wird. Wenn im gewöhnlichen Zug-Haftfestigkeitsversuch der mittlere Haftfestigkeitswert τ bei *Ueberwindung* des Haftwiderstandes infolge der wahren Verteilung der Haftspannungen eine Funktion der Haftlänge l ist²⁾, so zeigen die Ergebnisse der Versuche an Eisenbetonbalken, dass τ im Augenblick der Rissbildung für die gleichen Stahleinlagen und für die gleiche Betonqualität als konstant angenommen werden darf, in Uebereinstimmung mit der Tatsache, dass bei Rissbildung in den meisten Fällen der maximale Haftwiderstand noch nicht erreicht bzw. zuerst nur lokal überwunden wird.

III.

In den Bildern 2, 3 und 4 haben wir den Rechteckquerschnitt untersucht, unter der vereinfachenden Annahme, dass die wirksame Höhe des vollen, ungerissenen Querschnittes gleich der Nutzhöhe h des Rechteckbalkens ist.

Bild 2 gibt die Stahlspannungen im vollen, ungerissenen Querschnitt für eine Stahlspannung im gerissenen Querschnitt von $\bar{\sigma}_e = 2000 \text{ kg/cm}^2$, bzw. für einen hypothetischen Normalfall an. Daraus ist ersichtlich, dass $\Delta\sigma_e$ mit Zunahme von μ abnimmt. Bei sonst gleichen Bedingungen sind daher bei grösseren Armierungsgehalten kleinere Rissbreiten zu erwarten als bei kleinen Armierungsgehalten, was durch die Versuchspraxis bestätigt wird.

Bild 3 gibt die normengemäss gerechneten Zugspannungen der Stahleinlagen bei Rissbildung. Für das Stadium der Rissbildung sind wir auf Grund der Ergebnisse zahlreicher Versuche von einer mittleren Biegezugspannung des Betons von

¹⁾ Streng genommen wäre natürlich die Dehnung am Zugrand einzusetzen.

²⁾ In der EMPA werden grundsätzlich die Haftfestigkeitseigenschaften für eine Haftlänge von $10 \varnothing$ ermittelt. Als Vergleichswerte gelten die mittleren Haftspannungen für Gleitmasse von 0,01; 0,10; 1,00 mm usw.