

MA 29 STRASSENBRÜCKE: B0209 03 FREUDENAUER HAFENBRÜCKE WIEN_BAULOS F-KA

Das Projekt "SAFEBRIDGE" hat das Ziel, ein fortgeschrittenes Verfahren zur numerischen Bewertung von Brücken auf der Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie (auf Basis von EN 1990 und der österreichischen Norm ÖN B4008-2) zu entwerfen und dieses für mehr Ingenieurbüros und Straßen- und Eisenbahninfrastrukturbetreiber in Wien, Niederösterreich und Mähren verfügbar zu machen. Eine der ausgewählten Brücken (5 in Österreich und 5 in der Tschechischen Republik) wird vorgestellt, einschließlich Bauwerkdetails, FE-Modell, Lastmodellen und ausgewählten Ergebnissen.

Bauwerkdetails

- 4-feldrige, 4-stegige Plattenbalkenbrücke mit Stütz- und Feldquerträger + aussteifender Bodenplatte im Stützbereich
- Schräge Plattenbrücke, Winkel = 46°
- Stützweiten = 4 x 26,20 m
- Plattendicke: 22 cm
- Plattenbalkenbreite/-höhe: 50 cm, 60 cm/1,7 m
- Baujahr: 1957/1958



Abbildung 1: Ansicht der B0209 – Baulos F – Ka

Abbildung 1 stellt den Ansicht der Brücke dar. Es handelt sich um eine 4-stegige Plattenbalkenbrücke mit Auskragungen auf beiden Seiten (Abbildung 2). Ein Teil der Längsbewehrung ist in den Auflagerbereichen aufgebogen, um sowohl Scherkräfte als auch Stützmente aufzunehmen (Abbildung 3).

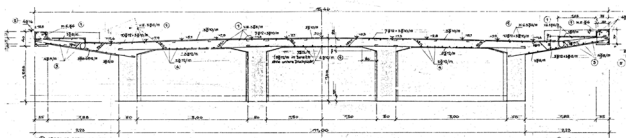


Abbildung 2: Querschnitt des Tragwerks [1]

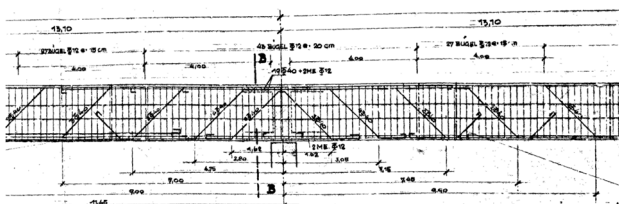


Abbildung 3: Längsbewehrung des Tragwerks [1]

Die Bewehrung in Haupttragrichtung ist als Stabstahl mit dem einem Durchmesser von 40 mm ausgeführt (Abbildung 4). Die Lagerung der Brücke erfolgt über Blei- und Stelzenlager (Abbildung 5).

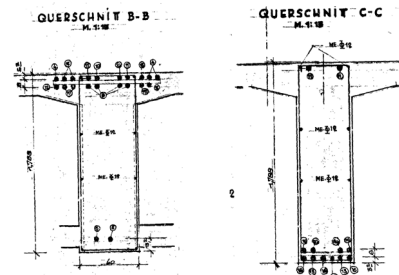


Abbildung 4: Längsbewehrung des Tragwerks im Schnitt [1]

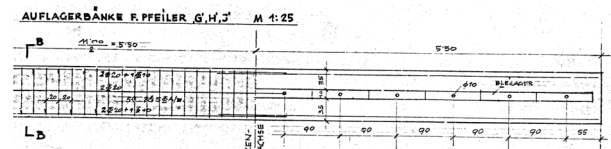


Abbildung 5: Details des Auflagerbereiches [1]

Lineares FE - Model

Die lineare Nachrechnung erfolgte mithilfe der FE – Software SOFiSTiK [3] (Abbildung 6). Das Modell wurde mit dem von SOFiSTiK [3] empfohlenen Ansatz für Plattenbalken mit dem Befehl PLEX (engl. TBEX) erstellt. Deshalb werden für die Geometrie zwei Elementtypen benötigt. Die 4 Plattenbalken, die Unterzüge unter den Auflagern und in Feldmitte zunächst mit Stäben (Beams) erstellt. Zusätzlich wird der Stegbereich der Plattenbalken als Flächenelement (QUAD Element) modelliert.

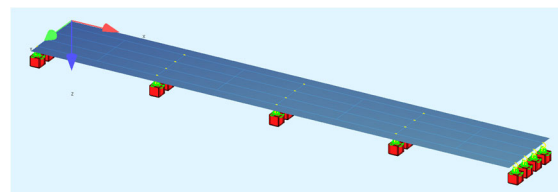


Abbildung 6: FE – lineares Modell (SOFiSTiK)

Lastmodell

Die Brücke wurde nach dem Lastmodell 1 nach EN 1991-2 berechnet (Abbildung 7). Außerdem wurden zur Plausibilitätskontrolle Berechnungen in Anlehnung an die Nachrechnung aus dem Jahr 1984 [2] durchgeführt.

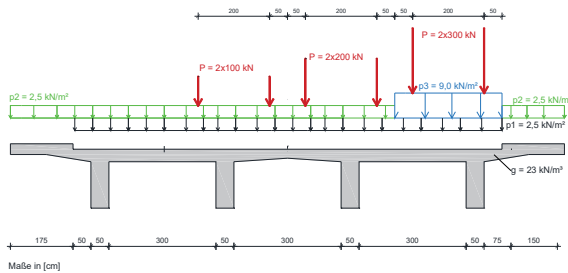


Abbildung 7: Lastmodell 1 nach EN 1991-2 [4]

Für die Berechnung in der Kurzstatik [2] aus dem Jahr 1984 wurde die Flächenlast anteilmäßig auf die Träger als Linienlast umgerechnet. Für die Nachrechnung wird, aktuellen Standards entsprechend auf die Einhüllende der Momentenlinie bemessen. Abbildung 8 zeigt die Lasten aus der Berechnung von 1984.

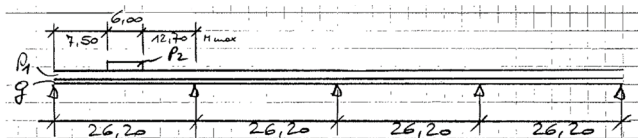


Abbildung 8: Ungünstige Laststellung Statische Berechnung 1984 [2]

Ausgewählte Ergebnisse-Lineare Neuberechnung

Nachfolgend wird exemplarisch der Momentenverläufe aus den Berechnungen des MAXIMA Moduls gezeigt (Abbildung 9).

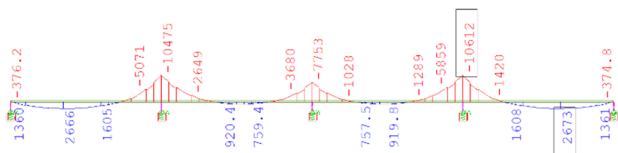


Abbildung 9: Momentenverlauf mit LM1 nach ÖNORM EN 1991 – 2 [4]; Tandemlast beweglich (SOFiStiK)

In Abbildung 10 wird beispielhaft das Ergebnis der Bemessung für die untere Bewehrungslage der Längsbewehrung der Balken mit der Software SOFiStiK gezeigt. Die berechnete erforderliche Längsbewehrung der Balken ist geringer als die vorhandene Längsbewehrung.

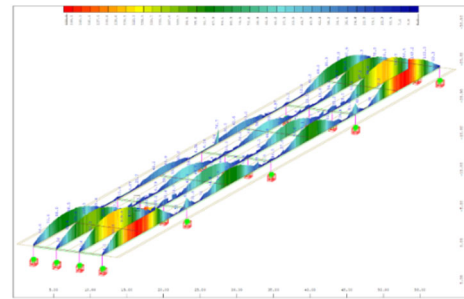


Abbildung 10: Längsbewehrung Balken untere Lage (SOFiStiK)

Nichtlineares FE - Modell

Basierend auf den digitalisierten Unterlagen wurde eine nicht-lineare FE-Berechnung mit der Software ATENA vorgenommen. Es wurde einerseits ein großes Modell der Brücke, das sogenannte Gesamtmodell (Abbildung 11), andererseits ein kleineres Modell nur für den Randträger (Abbildung 12) erstellt. Die Modelle wurden jeweils bis zur Symmetrieachse bei Pfeiler H umgesetzt. Zusätzlich wurde ein Detailmodell im Bereich des größten Stützmomentes erstellt (Abbildung 13).

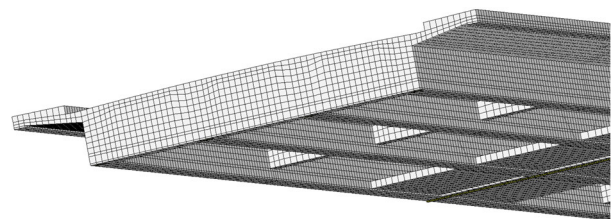


Abbildung 11: Gesamtmodell nichtlineare Berechnung (ATENA)

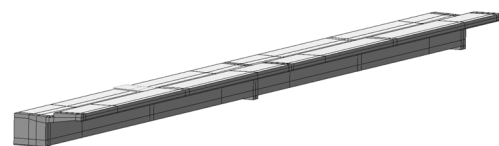


Abbildung 12: Modell Randträger der nichtlinearen Berechnung (ATENA)

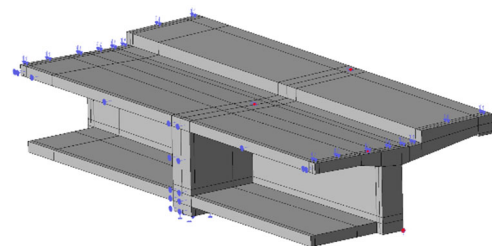


Abbildung 13: Detailmodell im Bereich des größten Stützmomentes (ATENA)

Zur Plausibilitätskontrolle wurden die Auflagerreaktionen der verschiedenen Modellierungen

miteinander verglichen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Zusammenstellung Auflagerreaktionen Lastmodell 1984 Modell Randträger in [MN]

EIGEN-GEWICHT	Atena Randträger	SOFISTIK TBEX line load	Berechnung 1984	Ruck-zuck
Auflager F	0,645	0,632	0,644	0,639
Auflager G	1,706	1,716	1,875	1,860
Auflager H	1,512	1,415	1,522	1,511

Lastmodell 1984	Atena Randträger	SOFISTIK TBEX line load	Berechnung 1984	Ruck-zuck
Auflager F	0,997	0,967	0,992	0,953
Auflager G	2,494	2,634	2,688	2,622
Auflager H	2,070	2,069	2,186	2,021

Die nichtlineare Berechnung hat den Vorteil, dass die Rissentwicklung, das Rissmuster und die Rissbreite abgebildet werden kann. In Abbildung 14 wird beispielhaft ein Rissbild des Modells Randträger gezeigt.

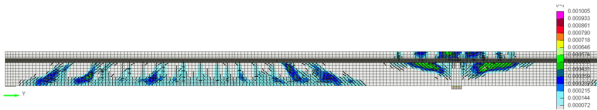


Abbildung 14: Rissbreiten Modell Randträger bei Flächenlast aus Lastmodell 1 (ATENA)

Nicht-lineare Detailanalyse

Im Zuge der Detailanalyse der nichtlinearen FE-Modelle wurden sechs verschiedene Modelle der Brückenstruktur untersucht. Es sollte dabei der laut lineare FE Berechnung am meisten beanspruchte Bereich bei Auflager G bzw. J untersucht werden. Eine Kurzübersicht und Beschreibung dieser ist in Tabelle 2 aufgelistet.

Tabelle 2: NFLEM Detail-Modellvarianten

	Laststellung Sofistik	Modellgröße Querrichtung
v2-1-3	Mmin Stütz	Nur Randträger
v3-0-0	Mmin Stütz	2 Träger, 1 Träger linear elastisch
v3-0-1	Mmin Stütz	2 Träger, beide Träger Beton
v2-2	Mmax Feld	Nur Randträger
v3-2	Mmax Feld	2 Träger, beide Träger Beton
v3-3	Mmax Feld	2 Träger, 1 Träger linear elastisch

Ziel dieser vertieften Analyse war die Struktur mit verschiedenen Randbedingungen und Modellierungsansätzen zu überprüfen. In Abbildung 15

und 16 sind die Atena-GiD-Modelle von zwei der sechs Varianten dargestellt.

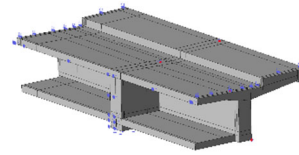


Abbildung 15: 3D-model v2

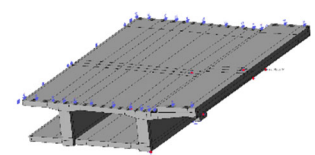


Abbildung 16: 3D-Model v3

Semi-probabilistische und probabilistische Analyse des Details Auflager F

Für jedes dieser Modelle wurden mit unterschiedlichen Sicherheitsformaten die Designwerte der Widerstandseite ausgehend von den Ergebnissen der NFLEM ermittelt. Es wurden dabei folgende Sicherheitsformate verwendet:

- Partial Factor Method (PFM) nach [4]
- ECOV Methode nach [8]
- Global Resistance Factor (GRF) nach [4]
- Global Safety Factor (GSF) nach [9]
- Probabilistic method (PM)

Für die probabilistische bzw. stochastische Berechnung wurden dabei die Mittelwerte der Betonparameter und Parameter des Bewehrungsstahls auf Grundlage der in normativ angehenden Dokumente (EN 1992 [5], ÖNORM [6], JCSS Model Code 2010 [7]). Werte und Formeln abgeleitet und die dazugehörigen Verteilungsdichtefunktionen nach JCSS [7] gewählt. Die Ergebnisse wurden dem Designwert der Einwirkung des Lastmodelles LM 1 [4] und dem Designwert der Einwirkung des Lastmodelles der Kurzstatik aus dem Jahr 1984 [2] gegenübergestellt. Nachfolgend beispielhaft dargestellt in Abbildung 17 sind die Widerstandswerte der einzelnen Modelle der Probabilistischen Methode nach EC2 in Prozent zur Designlast von Lastmodell LM 1.

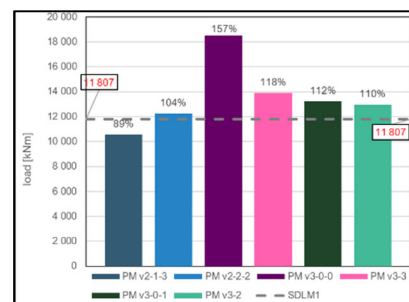


Abbildung 17: Designwerte der verschiedenen Modelle ermittelt mit dem voll-probabilistischen Annahme nach EC2

Es kann erkannt werden, dass die Modelle, bei welchen ein Träger mit linear elastischem Material modelliert wurde, wesentlich höhere Tragfähigkeiten erreichen als die anderen Modelle. Ebenfalls nimmt mit Zunahme der Modellgröße von einem modellierten Träger auf zwei modellierte Träger die Tragfähigkeit zu. Mit Ausnahme von Modell v2-1-3 wird bei allen Modellen die Designlast von Lastmodell LM1 überschritten. In Abbildung 18 werden die Ergebnisse von Model 2-2 dem Lastmodell aus 1984 gegenübergestellt.

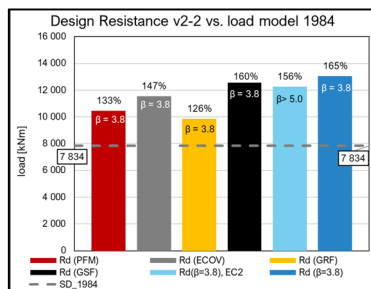


Abbildung 18: Design-Widerstände Model v2-2 mit verschiedenen Sicherheitsformaten in Bezug auf Lastmodell von 1984

Degradation - Robustheit

Ausgehend von den Berechnungen der semi-probabilistischen und probabilistischen NFLEM und der im Zuge dessen durchgeführten Analyse der vulnerablen Zonen bzw. der Versagenszonen des Modells v2-1-3 wurde zur Untersuchung des Einflusses der Degradation in diesen Zonen die Widerstandsseite geschwächt. Der Fokus lag dabei auf der schrittweisen Reduktion um 10%, 20%, 30% und 40% von verschiedenen Bewehrungspositionen. In Abbildung 19 sind die reduzierten Bereiche zusammengestellt.

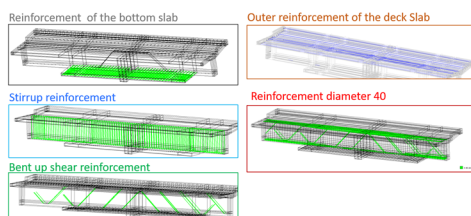


Abbildung 19: Übersicht über die reduzierte Bewehrungspositionen der Degradationsanalyse

In Abbildung 20 ist die Entwicklung der Rissbreiten bei Reduktion der Bewehrung der Druckplatte für 100% und 130% der charakteristischen Last dargestellt.

In Abbildung 21 werden die gesamten Ergebnisse der durchgeführten Degradationsanalysen grafisch dargestellt. Dabei ist zu erkennen das es, mit Ausnahme der gesamten Reduktion der Bewehrung

mit Durchmesser 40 (rote Linie) erst ab 30% Reduktion zu einer merklichen Abnahme der Traglast kommt.

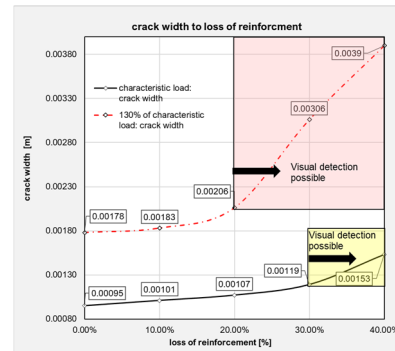


Abbildung 20: Entwicklung der Rissbreite bei Reduktion der Bewehrung der Druckplatte

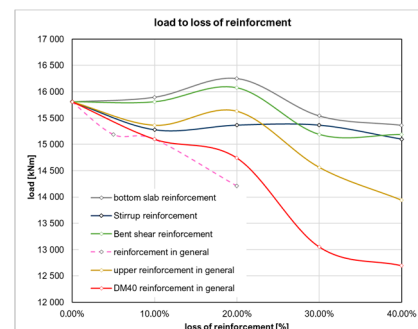


Abbildung 21: Zusammenstellung der Ergebnisse der Degradationsanalyse.

Quellen

- [1] Ingenieure Mayreder, Kraus & Co., Baugesellschaft M.B.H.Wien, Bewehrungspläne Freudenauer Hafnbrücke, 1954.
- [2] Dipl.-Ing. Peter Fritsch, Dip.-Ing. Gerd Chiari, Zivilingenieure für Bauwesen, Freudenauer Hafnbrücke Objekt 0209 – Brücke über die Hafeneinfahrt und den Donaukanal - Standberechnung, 1984.
- [3] SOFiStiK AG, SOFiStiK 2019.
- [4] ÖNORM EN 1991-2, 2004.
- [5] EN 1992: Eurocode 2, 2004.
- [6] ASI, Vorschlag ÖNORM B 4008-2 Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 2: Brückenbau. Wien: ASI, 2018.
- [7] JCSS, Joint Committee on Structural Safety: Probabilistic Model Code. Zürich, 2001.
- [8] V. Cervenka, 'Global safety formats in fib Model Code 2010 for design of concrete structures', Proc. 11th Int. Probabilistic Workshop, 2013.
- [9] D. L. Allaix, V. I. Cabrone, and G. Mancini, 'Global safety format for non-linear analysis of reinforced concrete structures', *Struct. Concr.*, vol.14, no. 1, pp. 29–72, 2013.