

ASFINAG STRASSENBRÜCKE: S3.14 VIENDORF

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.

Bauwerksdetails

- 3 – feldrige, punktgestützte Platte
- Stützweiten: 6 m/7.5 m/6 m
- Breite: 11.60 m
- Plattendicke: 32 cm
- Querneigung: 3.5%
- Errichtet 1973



Abbildung 1: Ansicht der Brücke [1]

Abbildung 1 und Abbildung 2 stellt die Ansicht bzw. den Querschnitt der Brücke dar. Die längs- und Querbewehrung ist zur Aufnahme der Stützmomente und Querkräfte im Bereich der Stützen aufgebogen (Abbildung 3). Zusätzlich ist dort noch Bügelbewehrung verlegt (Abbildung 4). Im Zuge eines Sicherheitsausbaus in 2009 wurde das Tragwerk nachträglich verbreitert (Abbildung 5).

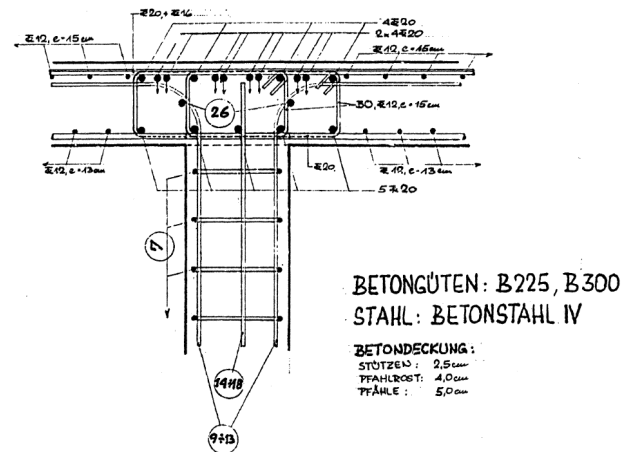


Abbildung 4: Schubbewehrung an den Stützenköpfen [2]

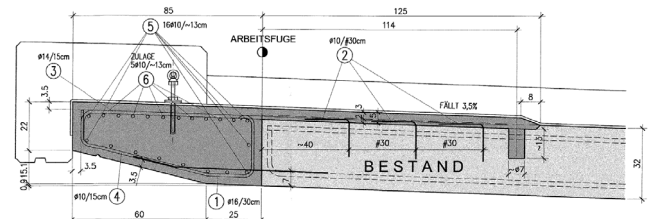


Abbildung 5: Details der Tragwerkserweiterung [3]

FE - Model

Die lineare Nachrechnung erfolgte mithilfe der FE – Software SOFiSTiK (Abbildung 6).

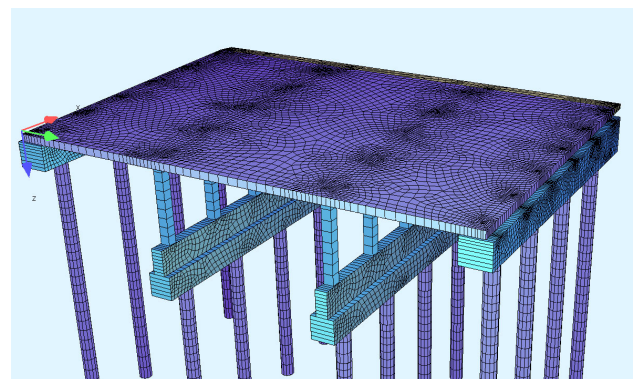


Abbildung 6: FE – Modell der Gesamten Struktur (SOFiSTiK)

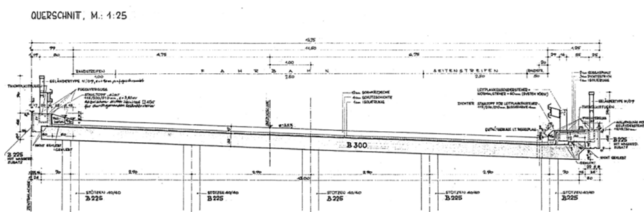


Abbildung 2: Querschnitt des Tragwerks [2]

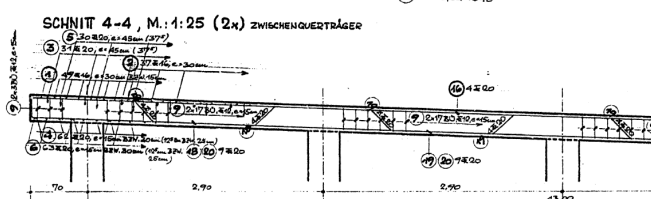


Abbildung 3: Querbewehrung des Tragwerks [2]

Da die Durchstanz- und Biegenachweise an den Stützenköpfen für die Belastung nach aktueller Norm in der linearen Berechnung nicht erfüllt werden, werden dort detaillierte, nichtlineare Modellierungen mithilfe der Software ATENA vorgenommen. Abbildung 7 stellt die zwei Alternativen der Stützköpfe Modellen dar und in Abbildung 8 zeigt die Modellierung der Bewehrung der Stützköpfe.

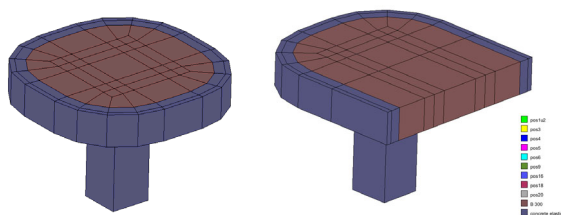


Abbildung 7: FE – Modelle der Stützenköpfe (ATENA)

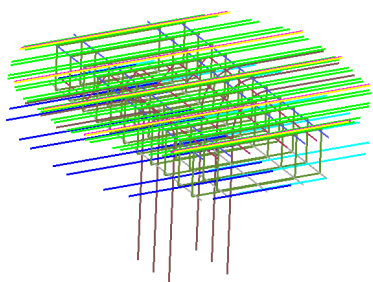


Abbildung 8: Modellierung der Bewehrung für die nichtlineare Berechnung (ATENA)

Lastmodell

Die Brücke wurde ursprünglich für die Belastung gemäß ÖNORM B4002 bemessen und kann gemäß ÖNORM B4008 (4.1-4.4) als sicher angesehen werden, da keine Mängel an der Brücke festgestellt wurden. Obwohl die Sicherheitsvalidierungen erfolgreich durchgeführt wurden, sollte für dieses Forschungsprojekt die Anwendung mehrstufiger Nachberechnungsverfahren und deren Auswirkungen auf das erreichte Sicherheitsniveau untersucht werden, daher wird eine Nachrechnung für das Belastungsmodell LM1 ($\alpha=1$) nach Eurocode [4] mit 4 Fahrspuren, wie es die Brückenbreite theoretisch zulässt, um den potenziellen Nutzen einer Mehrebenenanalyse zu untersuchen. Der Schwerpunkt der Nachrechnung liegt auf den Durchstanznachweisen für die Stützen 1 bis 5 (Abb. 9).

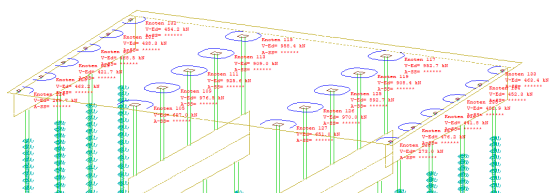


Abbildung 9: Durchstanznachweise linear (SOFiStiK)

Mit Hilfe einer nichtlinearen Detailanalyse kann der berechnete Widerstand genauer berechnet werden und erhöht sich, was die verfügbare Tragfähigkeit spürbar erhöht (Tabelle 1). Dieses verbesserte Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass einerseits nichtlineares Materialverhalten (Bewehrungsfluss, Rissbildung) berücksichtigt wird, andererseits durch die Verwendung eines detaillierteren Modells (diskrete Modellierung der Bewehrung, Verwendung von 3D-Kontinuumelementen anstelle von 2D-Schalenelementen), wodurch das Verhalten der Struktur realistischer wiedergegeben wird. Abbildung 10 ermittelt die Rissbildung des Stützkopfes durch nichtlineare Berechnung.

Tabelle 1: Nutzung der Durchstanznachweise an den Stützenköpfen von links nach rechts, Richtung Wien

| Stütze N° (Abb. 9) | Aus der NFL abgeleiteter Faktor der erhöhten Tragfähigkeit im Vergleich zur linearen Durchstanzvalidierung |
|--------------------|--|
| 1 | >1.80 |
| 2 | 1.55 |
| 3 | 1.50 |
| 4 | 1.50 |
| 5 | >1.80 Inklusive Brückenausbau |

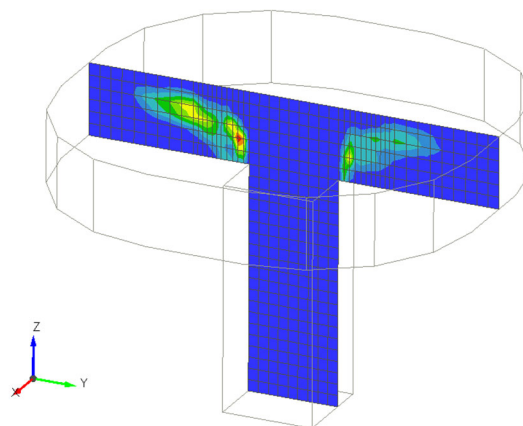


Abbildung 10: Rissbildung ermittelt durch die nichtlineare Berechnung (ATENA)

Alternative Sicherheitsformate und probabilistische Modellierung

Unter Verwendung der oben beschriebenen detaillierten NLFEM-Modelle wurden verschiedene Sicherheitskonzepte zum Vergleich angewendet, sowie vollständige probabilistische Bewertungen durchgeführt, um die Durchführbarkeit und den potenziellen Sicherheitsnutzen solcher fortgeschrittenen Bewertungen zu untersuchen.

Methode des globalen Widerstandsfaktors (GRF) [5]

Diese Methode basiert auf der Reduzierung der berechneten Tragfähigkeit des Modells um einen globalen Sicherheitsfaktor von **1,27** unter Verwendung von Materialparametern, die basierend auf den Teilsicherheitsbeiwerten des Eurocodes modifiziert wurden:

$$R_d = P_d = \frac{P_u}{\gamma_{GL}}$$

R_d = ultimative Widerstand; P_d = Endfestigkeit des Modells; Betonfestigkeit: $f_{cm_GRF} = 0.85 \cdot f_{ck}$; basiert auf: $1.27/0.85 = 1.5$; Stahlfestigkeit: $f_{ym_GRF} = 1.1 \cdot f_{yk}$; basiert auf: $1.27/1.1 = 1.15$.

ECOV [6]

Diese Methode basiert auf der Schätzung der zufälligen Verteilung des Widerstands aus einer FE-Berechnung mit Mittelwerten und einer mit charakteristischen Werten. Aus der so abgeleiteten Unsicherheit lässt sich ein Sicherheitsfaktor γ_R , wie folgt berechnet:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right)$$

$$\gamma_R = e^{\alpha_r \cdot \beta \cdot V_R}$$

R_m = Endwiderstand eines Modells mit Mittelwerten;
 R_k = Grenzwiderstand eines Modells mit Kennwert;
 V_R = geschätzter Varianzkoeffizient des Endwiderstandes.

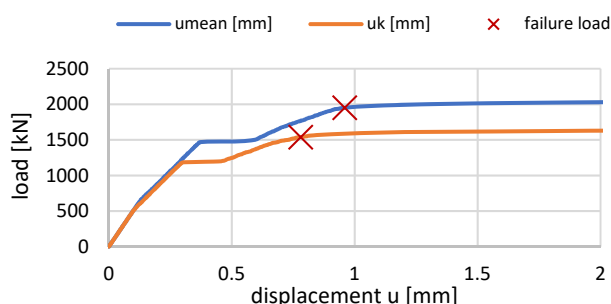


Abbildung 11: Last-Weg-Kurven des Modells für das ECOV

Vollprobabilistische Bewertung

Diese Bewertungsmethode basiert auf einer Vielzahl von Berechnungen unter Verwendung von Stichproben, die mit den als modellrelevant identifizierten Unsicherheiten, wie Materialparametern und geometrischen Unsicherheiten erstellt wurden.

$$R^* = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta_0 \cdot \sigma_R$$

Aus der stochastischen Verteilung aller Modellergebnisse lassen sich der Mittelwert μ_R und die

Standardabweichung σ_R bestimmen. β_R bezieht sich auf das erforderliche Sicherheitsniveau, das bei der Neuberechnung von Brücken typischerweise 3,8/50 Jahre beträgt. Der Faktor α_R berücksichtigt den Einfluss der Unsicherheiten des Widerstands im Vergleich zu den Unsicherheiten der Last. Gemäß [6] wurde $\alpha_R = 0,8$ gewählt.

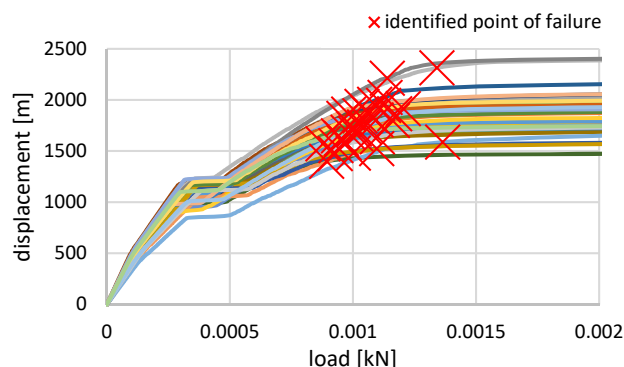


Abbildung 12: Proben für die probabilistische Bewertung

Vergleich der Ergebnisse

Die aus den verschiedenen Methoden der Sicherheitsbewertung abgeleiteten Ergebnisse sind in Abbildung 13 dargestellt. Es wird sichtbar, dass die erweiterten Bewertungen einen beeindruckenden Nutzen bringen können, jedoch liegen die Ergebnisse der vereinfachten Bewertungsmethoden für das untersuchte Modell auf der unsicheren Seite, verglichen mit der vollprobabilistischen Bewertung. Dies impliziert, dass diese Ansätze für das fragliche Modell fragwürdig sind. Folglich sollten die Sicherheitsfaktoren für diese Verfahren erhöht werden. In Anlehnung an [7] wurde für die GRF-Methode ein höherer Sicherheitsfaktor verwendet, um geeignete Ergebnisse zu liefern.

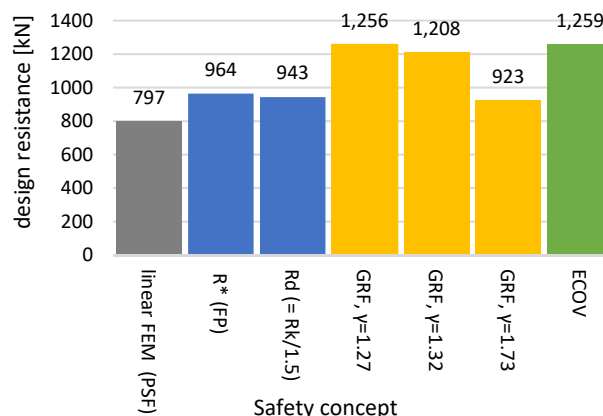


Abbildung 13: Vergleich der Ergebnisse zwischen den verschiedenen Sicherheitskonzepten

Lebensdauer- und Degradationsmodellierung

Die Struktur unterliegt im Laufe der Zeit mehreren Einflüssen, hauptsächlich Karbonatisierung und Chloridkorrosion sowie der Betonhärtung. Ein Ziel der detaillierten FE-Modelle ist es, Informationen über den Zerfallzustand der Struktur abzuleiten. Die berechneten Kapazitäten sind Mittelwerte und können daher nicht als Bemessungswerte herangezogen werden.

Aushärtung von Beton

Nach ÖNORM B4008 [8] kann die Aushärtung des Betons über die Jahre berechnet werden. Die vollständige Aushärtung zum Zeitpunkt t wird als heutiger Tag angenommen. Der Durchstanzwiderstand wird merklich von der Festigkeit der Betone beeinflusst, daher sind die Auswirkungen der Aushärtung sehr vorteilhaft, siehe Abbildung 14.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cm}(t) f_{cm}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\}$$

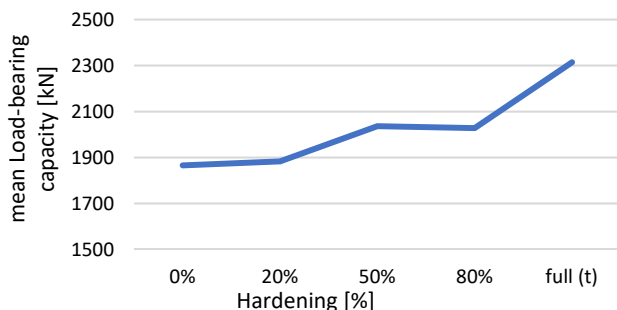


Abbildung 14: Auswirkung der Aushärtung des Betons auf die bisherige Lebensdauer des Bauwerks

Nach [8] kommt eine solche Betonerhärtung jedoch nur in Betracht, wenn vor Ort Betonproben entnommen wurden.

Korrosion

Karbonatisierungsbasierte Korrosion wird im Modell durch die Reduzierung des Bewehrungsdurchmessers dargestellt. Wie in Abbildung 15 gezeigt, wird die Durchstanzsicherheit durch den Verlust des Bewehrungsdurchmessers nicht übermäßig stark beeinflusst, da der Widerstand in erster Linie von der Betonleistung abgeleitet wird. Zur Untersuchung der Chloridkorrosion werden einige Bewehrungspositionen entfernt oder unterbrochen (Abbildung 16).



Abbildung 15: Auswirkungen gleichmäßiger Korrosion (Karbonatisierung) auf die Tragfähigkeit

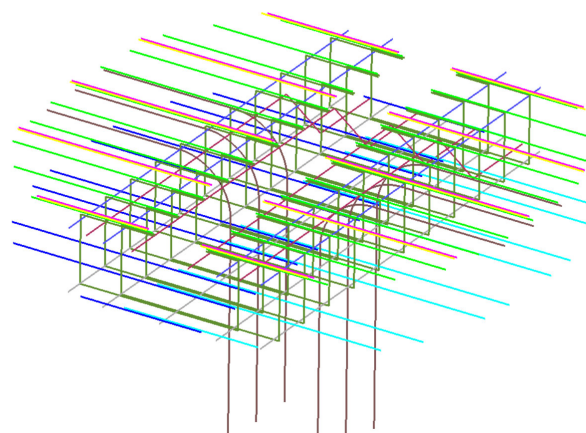


Abbildung 16: Unterbrechung der Längsbewehrung zur Simulation von Chlorid Korrosion

Für den Durchstanznachweis ist der punktuelle Verlust der regulären Oberbewehrung unkritisch, während das Entfernen der Querkraftbewehrung wenig überraschend problematisch ist und die Tragfähigkeit um ca. 25 % reduziert.

Quellen

- [1] Mayer ZT-GmbH, *Brückenprüfung 2018*
- [2] Dipl – Ing G Gutmansthal Zivilingenieur für Bauwesen, *Statische Berechnung*, 1972
- [3] Ingenieurbüro Schweighofer, *Tragwerksverbreiterung Randbalken*, 2008
- [4] ÖNORM EN 1991-2, 2004
- [5] fib Model Code 2010
- [6] Cervenka V., *Global safety factors in fib Model Code 2010*, 2013
- [7] Castaldo et. al., *Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures*, 2018
- [8] ÖNORM B 4008, 2004