



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Energie BFE
Sektion Energieforschung und Cleantech

Schlussbericht vom 09.11.2024

Anhang 10.1

Bericht der Firma XDEEA: Untersuchungen an Tragwerk und numerischen Brandsimulationen



Untersuchung der Wirksamkeit von herkömmlichen Sprinkleranlagen und von einer innovativen Löscheinrichtung zur Verlangsamung des thermischen Durchgehens von Batterien in Akkupacks und zur Vermeidung des Brandüberschlags zwischen Fahrzeugen in Tiefgaragen

Untersuchungen an Tragwerk und numerischen Brandsimulationen

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|-------|---|----|
| 1. | Einleitung | 1 |
| 2. | Allgemeines zum Tragverhalten von Einstellhallen unter Brandeinwirkung | 1 |
| 3. | Versuchsaufbau der Brandversuche (Stahlbetonstütze)..... | 3 |
| 4. | Herstellung der Stahlbetonstützen | 4 |
| 5. | Ergebnisse aus den Brandversuchen..... | 6 |
| 6. | Numerische Simulationen..... | 9 |
| 6.1 | Thermische Simulationen..... | 9 |
| 6.2 | Thermomechanische Simulationen..... | 12 |
| 6.2.1 | Thermomechanische Simulationen nach SN EN 1992-1-2 | 12 |
| 6.2.2 | Thermomechanische Simulationen der FASR-Brandversuche | 14 |



1. Einleitung

Im Rahmen der Versuchsreihe zur Untersuchung der Ausbreitung der von E-Fahrzeuge verursachten Brände in geschlossenen Räumen wurde der Einfluss des Brandes auf die tragenden Betonbauteile anhand von Temperaturmessungen und numerischen Simulationen untersucht. Zwei Stahlbetonstützen wurden hergestellt und mit Thermosensoren ausgestattet, um die Temperaturverteilung im Querschnitt und in der Höhe der Stütze zu charakterisieren. Risse und Abplatzungen im Beton wurden nach den Brandversuchen ebenfalls untersucht. Da die Stützen freistehend und unbelastet waren, wurden zusätzliche thermo-mechanische Simulationen durchgeführt, um den Einfluss einer vertikalen Kraft und einer Decke zu untersuchen. Die Untersuchungen wurden sowohl für den Test mit einer herkömmlichen Sprinkleranlage als auch für den Test mit dem FASR-Löschesystem durchgeführt.

2. Allgemeines zum Tragverhalten von Einstellhallen unter Brandeinwirkung

Die Mehrheit der Tragstrukturen für Fahrzeuge (Einstellhallen, Tiefgaragen, etc.) sind gestützte Flachdecken aus Stahlbeton. Die Stützen haben typischerweise einen rechteckigen oder kreisförmigen Querschnitt. Die Decken sind Stahlbetonplatten mit einer konstanten Dicke bzw. mit einer Verstärkung im Bereich der Stütze (Pilz). Bei Tiefgaragen sind oft Stahlbetonwände um den Umfang der Decke vorhanden, die den horizontalen Erddruck aufnehmen und die Decke abstützen. Die Bewehrung der Stütze wird in der Decke verankert, sodass am Ende eine monolithische und tragfähige Struktur mit biegesteifen Knoten entsteht. Die Stützen werden hauptsächlich auf Druck und Biegung beansprucht. Die Decken werden auf Biegung und im Bereich der Stützen auf Schub infolge der Einleitung von konzentrierten vertikalen Kräften (Durchstanzen) beansprucht.

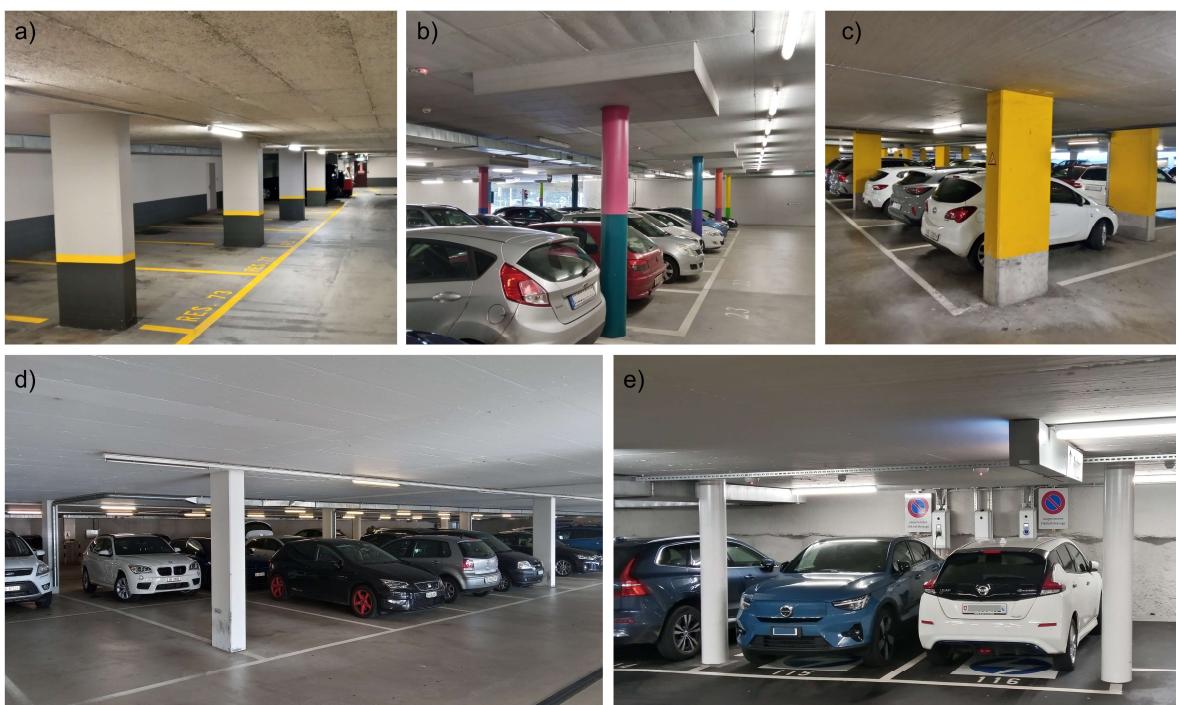


Abbildung 1. Beispiele von Stahlbeton-Einstellhallen: a) rechteckige Stütze mit Brandschutzbekleidung der Decke, b) kreisförmige Stütze mit einem quadratischen Pilz, c) rechteckige Stütze ohne Brandschutzbekleidung der Decke, d) rechteckige Stütze mit grossen Spannweiten und e) Einstellhalle mit E-Autos



Die wichtigsten Parameter bei der Dimensionierung von gestützten Flachdecken sind: (i) äussere Last (Auflast, Nutzlast evtl. Schnee), (ii) Spannweite zwischen Stützen, (iii) Dicke der Decke, (iv) Höhe und Breite der Stützen, (v) Bewehrungsgehalt der Decke und der Stützen, (vi) Materialfestigkeiten und (vii) Dauerhaftigkeitsanforderungen (Korrosion und Karbonatisierung). Aussergewöhnliche Einwirkungen wie Brand und Erdbeben müssen bei der Dimensionierung ebenfalls beachtet werden.

Abb.1 zeigt Beispiele von Einstellhallen mit gestützten Flachdecken aus Stahlbeton, die im Rahmen des vorliegenden Vorhabens besucht wurden. Die neuesten Einstellhallen werden oft mit kreisförmigen schlanken Stützen aus Hochleistungsbeton mit Polypropylen-Fasern gebaut. Bei einigen Einstellhallen wurde eine Brandschutzbekleidung an der Unterseite der Decke angeordnet. Die Mehrheit der Einstellhallen hatte allerdings kein Brandlöschanlage. Insgesamt wurden acht Einstellhallen besucht. Nur in einem Fall wurde eine Sprinkleranlage identifiziert.

Unter Brandeinwirkung entsteht eine Verformung aller Bauteile aufgrund von hohen Temperaturgradienten. Die Stützen dehnen sich aus und die Decken biegen sich durch. Diese Verformungen werden jedoch durch die kinematische Verträglichkeit zwischen den Bauteilen teilweise behindert (an der Stelle, wo eine Stütze steht, kann sich die Decke nach unten nicht durchbiegen). Das führt zu zusätzlichen Zwangskräfte in den Decken und Stützen. Abbildung 2-links zeigt beispielweise die Verformung und die Zwangskräfte einer Decke durch Erwärmung der Unterseite. Zwangskräfte entstehen auch lokal zwischen Bewehrungseisen und umliegendem Beton und verursachen Risse und Abplatzungen im Beton. Besonders betroffen sind die Ecken von rechteckigen Stützen und die Unterseite von Decken und Balken (Abb.2-rechts).

Unter Brandeinwirkung entsteht auch eine Abminderung der Festigkeit von Beton und Stahl. Bei einer Temperaturerhöhung von 400°C nimmt die Betondruckfestigkeit um ca. 40% ab. Beim Stahl nimmt die Fließgrenze bei einer Temperaturerhöhung von 500°C um ca. 20% ab. Die Steifigkeit der Materialien nimmt ebenfalls ab. Allgemein lässt sich sagen, je länger der Brand dauert und je höher die Bauteiltemperaturen sind, desto mehr Verformung, Zwangskräfte und Verlust des Tragwiderstands gibt es. Wenn an irgendeinem Querschnitt des Tragwerks die Last aus der Einwirkung den Tragwiderstand überschreitet, entsteht ein Versagen des Bauteils. Falls das Tragwerk nicht in der Lage ist, die Kraftumlagerung infolge eines Bauteilversagens zu übernehmen, kann es zu einem globalen Einsturz kommen.

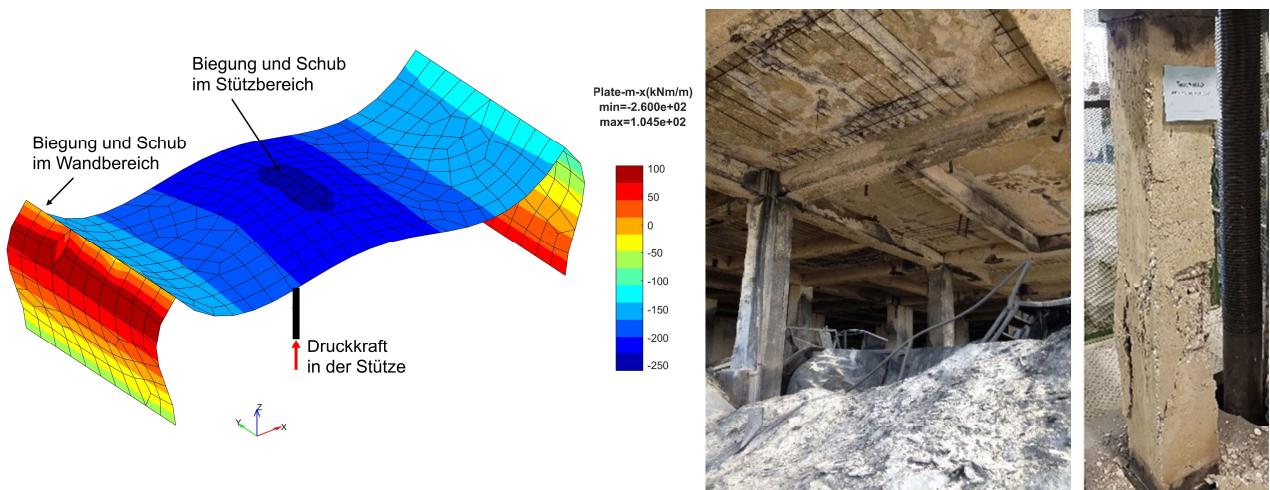


Abbildung 2. Tragverhalten von Flachdecken unter Brand (links), Schäden im Stahlbeton-Stützen, Balken und Decken nach einem Brand [Ada et al. 2019] (rechts)

Dennoch bietet Beton mit seiner hohen Wärmekapazität und geringeren Leitfähigkeit guten Schutz gegen Brand. Gemäss der Vereinigung Kantonaler Feuerversicherungen (VKF) wird der Beton der Brandverhaltensgruppe RF1 (kein Brandbeitrag) zugeordnet. Mit typischen Bewehrungsüberdeckungen im



Bereich von 20 bis 40mm wird die Bewehrung von einer raschen Erhitzung geschützt und somit der Feuerwiderstand des Bauteils erhöht.

Gemäss Betonnorm SIA262 können typische Stützen und Decken mit ausreichender Bewehrungsüberdeckung eine Feuerwiderstandsdauer von bis zu 180 Minuten erreichen. Aus diesem Grund werden die meisten Stahlbeton-Parkhäuser ohne spezifische Brandschutzmassnahmen gebaut. Es stellt sich dennoch die Frage, ob bei einem Brandereignis mit E-Autos die gleiche Feuerwiderstandsdauer der Bauteile erreicht werden kann, und ob der Normbrand, der bei der Feuerwiderstandsklassifizierung in der SIA262 verwendet wurde, das Szenario eines Brandes mit E-Autos abdeckt.

3. Versuchsaufbau der Brandversuche (Stahlbetonstütze)

Das Hauptziel der Brandversuche bezüglich Stahlbetonstützen war die Untersuchung der Bauteiltemperaturen. Daher wurden die Stützen ohne äussere Vertikalkraft und ohne Decke gebaut, sondern nur als freistehende Körper mit Thermosensoren. Der Einfluss einer Vertikalkraft und einer Decke wird anhand von numerischen Simulationen im Abschnitt 6 untersucht. Die Stahlbetonstütze ist zwischen dem Tesla und dem Elektroauto platziert, jeweils mit einem Abstand von 15cm von der Oberfläche der Stütze zum Auto. Um die Untersuchungen des Thermal-Runaway und des neuen FASR-Brandlöschesystems im vorderen Teil des Autos nicht zu beeinträchtigen, wurden die Stützen auf dem hinteren Bereich verschoben. In einer Einstellhalle kann die Lage der Stütze unterschiedlich sein, je nachdem wie man das Auto parkiert. Höhere Temperaturen sind im Prinzip in der Nähe der Batterie zu erwarten. Es hängt allerdings davon ab, wie effektiv die Brandlöschanlage ist.

Im Aufriss haben die Stützen eine Gesamthöhe inklusive Fundament von 1,75m und liegen damit 75cm unter der Abhangdecke. Für die Untersuchung der Bauteiltemperaturen wurden sowohl Thermosensoren an der Oberfläche als auch innerhalb der Stütze eingelegt, mit insgesamt 12 Thermosensoren pro Stütze. Im Querschnitt wurden zwei Sensoren an der Oberfläche links und rechts (Sensoren 18, 21, 22, 25, 26, 29), einer in der Mitte (Sensoren 20, 24, 28) und einer im Bereich der Betonüberdeckung (Sensoren 19, 23, 27) installiert. In der Höhe wurde der Querschnitt am Stützenfuss, in der Mitte und am Stützenkopf jeweils mit derselben Anordnung der Sensoren ausgestattet. Somit konnte die Temperaturverteilung sowohl im Querschnitt als auch in der Höhe charakterisiert werden.

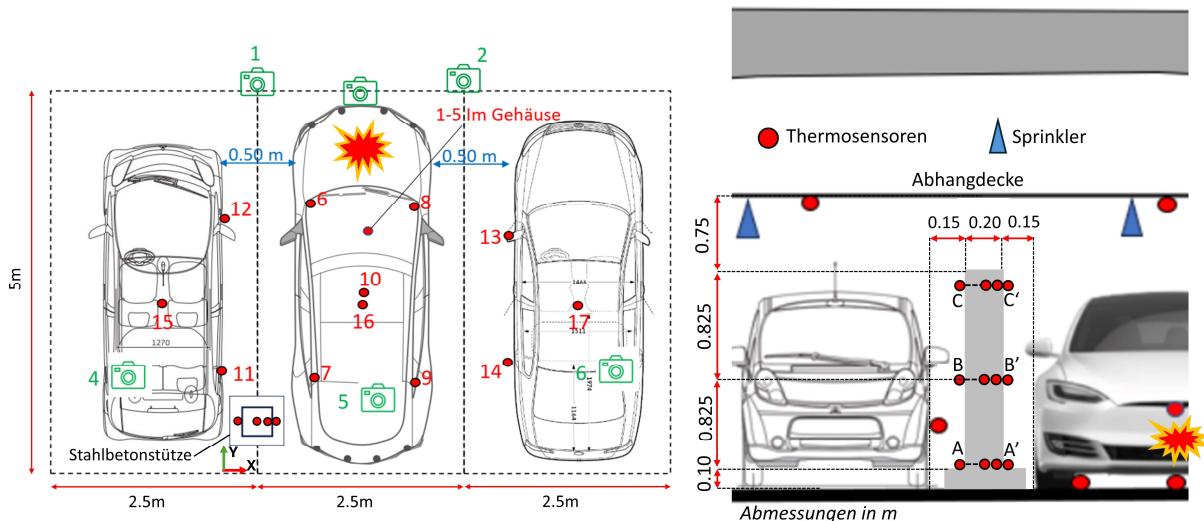


Abbildung 3. Grundriss und Aufriss des Brandversuches

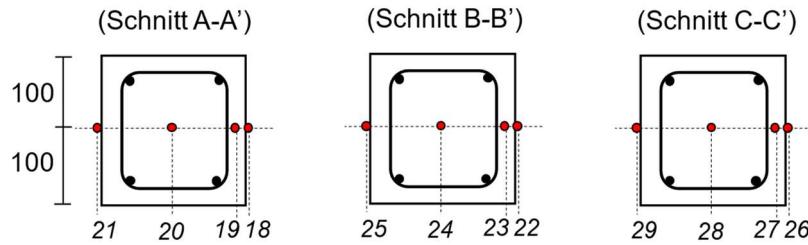


Abbildung 4. Bezeichnung und Position der Thermosensoren

4. Herstellung der Stahlbetonstützen

Zwei identische Stahlbetonstützen wurden im Bau-Labor der Ostschweizer Fachhochschule-OST hergestellt. Die Stützen haben einen quadratischen Querschnitt von $20 \times 20 \text{ cm}^2$ und eine Gesamthöhe inklusive Betonfundament von 1.75m (Abb.5). Für die Bewehrung wurde Betonstahl B500B der Firma Locher Bewehrungen AG verwendet. Es wurden vier $\phi 20\text{mm}$ -Eisen als Längsbewehrung und neun $\phi 8\text{mm}$ -Bügel alle 20cm als Schubbewehrung eingelegt. Die Betonüberdeckung zur Bügelbewehrung beträgt überall 20mm. Die Betonklasse entspricht gemäss SIA262 einem Beton C30/37 mit einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von mindestens $f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ nach 28 Tagen der Betonierung. Die Betonrezeptur ist in der Tabelle 1 zusammengefasst. Sowohl die Betonrezeptur als auch Geometrie und Armierung der Stützen entsprechen der Standardpraxis, die üblicherweise im Hochbau verwendet wird.

Dem Beton wurden keine Fasern zugegeben. Gemäss SIA262 werden diese dort eingesetzt, wo die Gefahr einer explosiven Abplatzung besteht. Dies ist typischerweise der Fall bei dichtem und hochfestem Beton mit einer Druckfestigkeit von mindestens 50N/mm^2 oder bei stark beanspruchten Stützen. Da in unserem Fall die Druckfestigkeit $f_{ck}<50\text{N/mm}^2$ beträgt und keine äusserne Kraft vorhanden ist, ist eine explosive Abplatzung nicht zu erwarten. Somit sind die Stützen von typischen bestehenden Stahlbeton-Konstruktionen repräsentativ, die mit normalem Beton gebaut wurden.

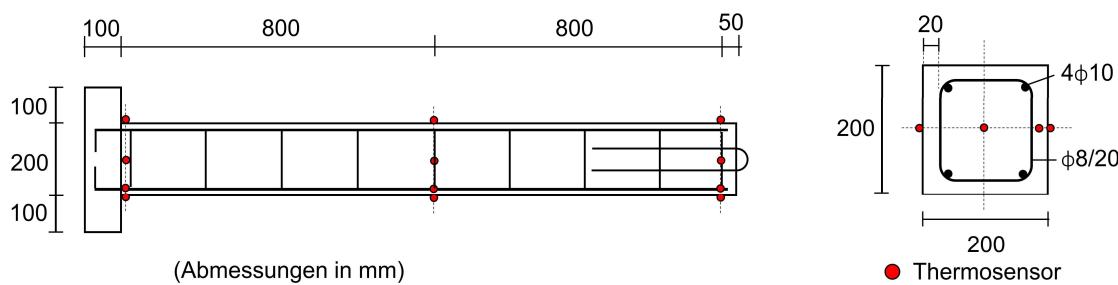


Abbildung 5. Geometrie und Bewehrung der Stützen

Tabelle 1. Zusammenfassung der Betoneigenschaften

| Beton | | Betonrezeptur | |
|--------------------------|-----------------|-----------------|---------------------------|
| Beton nach | SN EN 206-1 | Gesteinskörnung | Menge (kg/m^3) |
| Druckfestigkeitsklasse | C30/37 | 0-4mm | 242 |
| Nennwert des Grösstkorns | $D_{max}16$ | 4-8mm | 977 |
| Zementart | CEM 42.5 N | 8-16mm | 798 |
| W/Z-Wert | 0.5 | Zement | 300 |
| Gesteinskörnung | Kalksteinhaltig | Zusatzmittel | 2.7 |
| Betonüberdeckung | 20mm | Wasser | 150 |

Für die Herstellung der Stützen wurde zunächst die Schalung geschnitten und zusammen befestigt (Abb.6-a). Danach wurde die Bewehrung vormontiert und in der Schalung mit entsprechenden Abstandshalter für die Gewährleistung der Betonüberdeckung eingelegt. Die Thermosensoren, die in der Betonüberdeckung und in der Mitte des Querschnitts einbetoniert wurden, wurden an einem Hilfsstab angeklebt, der unten in einer Nut und oben mit einer Stahlplatte befestigt wurde (Abb.6-b). Wichtig war hierbei, dass die Thermosensoren an der vorgesehenen Stelle während der Einbetonierung verbleiben und die Bewehrung nicht berühren, da die Temperaturmessung aus dem Elektrowiderstand abgeleitet wird. Die äusseren Thermosensoren wurden nach der Ausschalung an der Betonoberfläche mittels Muttern, Unterlagscheiben und einbetonierte Schrauben befestigt.

Die Betonierung beider Stützen fand am 11.01.2024 in horizontaler Lage mit einer Schaufel statt (Abb.6-c). Der Beton wurde vibrirt und schlussendlich abtaloschiert (Abb.6-d). Am 16.01.2024 wurde die Stütze ausgeschalt. Die Stützen wurden am 25.01.2024 zum Versuchstollen Hagerbach AG transportiert und bei einer Raumtemperatur von ca. 15°C gelagert (Abb.6-e). Die Brandversuche fanden am 12.02.2024 und am 14.02.2024 statt (Abb.6-f), d.h. bei einem Betonalter von 33 und 35 Tage. Die erwartete mittlere Druckfestigkeit ist ca. 38 N/mm² am Tag der Brandversuche.



Abbildung 6. Herstellung der Schalung (a), Montierung der Bewehrung und der Sensoren (b), Betonierung (c), Vibrieren (d), Lagerung (e) und Positionierung zwischen E-Autos (f)

5. Ergebnisse aus den Brandversuchen

Im ersten Schritt wurden allfällige Schäden an der Betonoberfläche der Stützen nach den Brandversuchen untersucht, wie Risse, Abplatzungen, Ausdehnung und Expansion der Stütze. Sowohl nach dem ersten Test mit der Sprinkleranlage als auch nach dem zweiten Test mit dem FASR-System wurden keine äusseren Schäden festgestellt. Das einzige Merkmal waren Verfärbungen an der Oberfläche aufgrund von Rauchemissionen. Abbildung 7 zeigt den Zustand der Stützen nach den Brandversuchen.

Im zweiten Schritt wurden die Messungen der Thermosensoren ausgewertet, welche in Abbildung 8 für die Sensoren 18 bis 29 zusammengefasst sind. Nach der Montage der Stütze war der Thermosensor 19 (Versuch 1) nicht mehr funktionsfähig. Der Thermosensor 20 (Versuch 1) war ebenfalls beschädigt und konnte nur an der Oberfläche befestigt werden. In der Abbildung 8 sind die wichtigsten Ereignisse, die während der Brandversuche passiert sind, eingetragen, wie zum Beispiel die Temperaturzunahme nach dem Knallen der Batterie und das Ein- und Ausstellen der Brandlöschanlagen. Die maximale Temperatur wurde im oberen Teil der Stützen gemessen. Diese betrug 390°C (Versuch 1) und 330°C (Versuch 2). Die maximalen Temperaturen im unteren Bereich der Stützen liegen in beiden Fällen unter ca. 50°C, und im mittleren Bereich bei ca. 300°C (Versuch 1) und 150°C (Versuch 2).

Die oben genannten Temperaturen beziehen sich auf die Oberfläche der Stütze. Im inneren Bereich liegen die maximalen Temperaturen unter 100°C im Bereich der Betonüberdeckung für beide Versuche, und im Kern des Querschnitts bei 40°C (Versuch 1) und 70°C (Versuch 2). Obwohl aussen fast 400°C erreicht wurden, sind die inneren Temperaturen um einen Faktor von 4 deutlich geringer. Das zeigt einerseits die Effizienz des Betons bei der Eindämmung der Wärmeleitung. Andererseits erklärt die Abwesenheit von Rissen und Abplatzungen, die erst bei höheren Temperaturen auftreten. Bei 100°C geht das Wasser, das im Beton präsent ist, in Wasserdampf über. Besonders bei dichtem Beton kann dieser hohe Dampfdruck dazu führen, dass die Betonüberdeckung abplatzt. Im Vergleich mit anderen Brandversuchen aus der Fachliteratur, bei denen Risse und Abplatzungen an ähnlichen Stützen beobachtet wurden, wurden dort deutlich höhere Temperaturen (zwischen 500-800°C) im Bereich der Betonüberdeckung erreicht.



Abbildung 7. Zustand der Stützen nach den Brandversuchen: mit Sprinkler (links) und mit FASR (rechts)



Besonders wichtig für den Feuerwiderstand ist die Branddauer. Aus der Abbildung 8 ist es ersichtlich, dass die Branddauer beim ersten Versuch kürzer ist. Beim zweiten Versuch treten zwei Brandereignisse auf, weil die Kettenreaktion der Module in der Batterie nicht gestoppt werden konnte. Die Zeitdauer, bei der ein Schwellenwert von 50°C überschritten wird, beträgt 16min beim ersten Versuch und 68min beim zweiten Versuch. Entsprechend werden höhere Temperaturen im Inneren des Querschnitts beim zweiten Versuch erreicht.

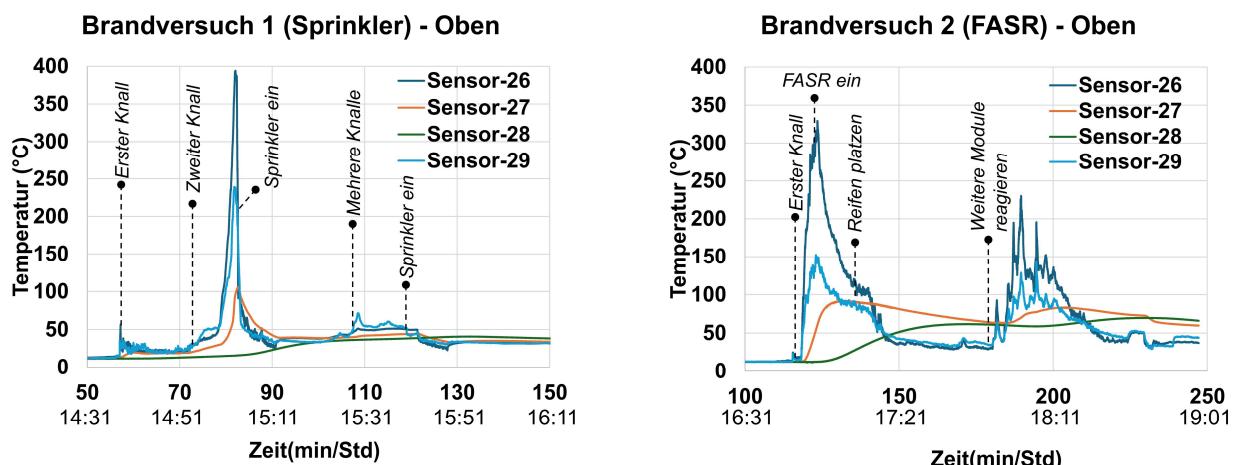
Die Temperaturverteilung ist sowohl in der Höhe als auch im Querschnitt ungleichmässig. Die Differenz zwischen oben und unten beträgt in beiden Fällen ca. $300\text{--}350^{\circ}\text{C}$. Deutlich höhere Temperaturen wurden auf der Tesla-Seite gemessen (Sensoren 18, 22, 26). Eine Temperaturdifferenz von ca. 200°C ist zwischen rechter und linker Seite zu beobachten. Auch grosse Temperaturunterschiede sind zwischen hinterer und vorderer Seite der Stütze zu erwarten. Die wichtigsten Ergebnisse sind in der Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2. Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Thermosensoren

| Parameter | Brandversuch | |
|--|---------------|----------|
| | 1 (Sprinkler) | 2 (FASR) |
| Max. Temperatur – oben [°C] | 390 | 330 |
| Max. Temperatur – Mitte [°C] | 300 | 150 |
| Max. Temperatur - unten [°C] | 57 | 41 |
| Branddauer ($T \geq 50^{\circ}\text{C}$) [min] | 16 | 68 |
| Max. Temperaturdifferenz – in der Höhe [°C] | 350 | 284 |
| Max. Temperaturdifferenz – im Querschnitt [°C] | 250 | 170 |

In der Abbildung 9 werden die gemessenen Temperaturverläufe mit dem Normbrand verglichen. Der Normbrand entspricht der Einheitstemperaturzeitkurve ISO834, die in vielen Richtlinien zur Ermittlung des Feuerwiderstandes von Bauteilen verwendet wird. Die Feuerwiderstandsklassifizierung gem. SIA262 und VKF basiert auf dieser Kurve. Bei der ISO834-Kurve werden nach 20min Temperaturen von 800°C erreicht. Ab 90min liegen die Temperaturen im Bereich von 1000°C bis 1200°C für eine Zeit von ca. 3.5 Stunden. Aus Abbildung 9 ist es ersichtlich, dass die gemessenen Werte an der Stütze deutlich unter dem Normbrand liegen.

Allgemein kann gesagt werden, dass sowohl die Sprinkleranlage als auch das FASR-System die Stütze effektiv geschützt haben und dass der Normbrand das Szenario eines Brandereignisses mit E-Fahrzeugen in einer Einstellhalle mit Brandlöschanlage abdeckt. Es stellt sich jedoch die Frage, ob in einer Einstellhalle ohne Brandlöschanlage Temperaturen über dem Normbrand zu erwarten sind. Und wenn ja, ob unbedingt Brandschutzmassnahmen getroffen werden müssen. Wie bereits gezeigt, verfügt die Mehrzahl der Einstellhallen über keine Brandlöschanlage.



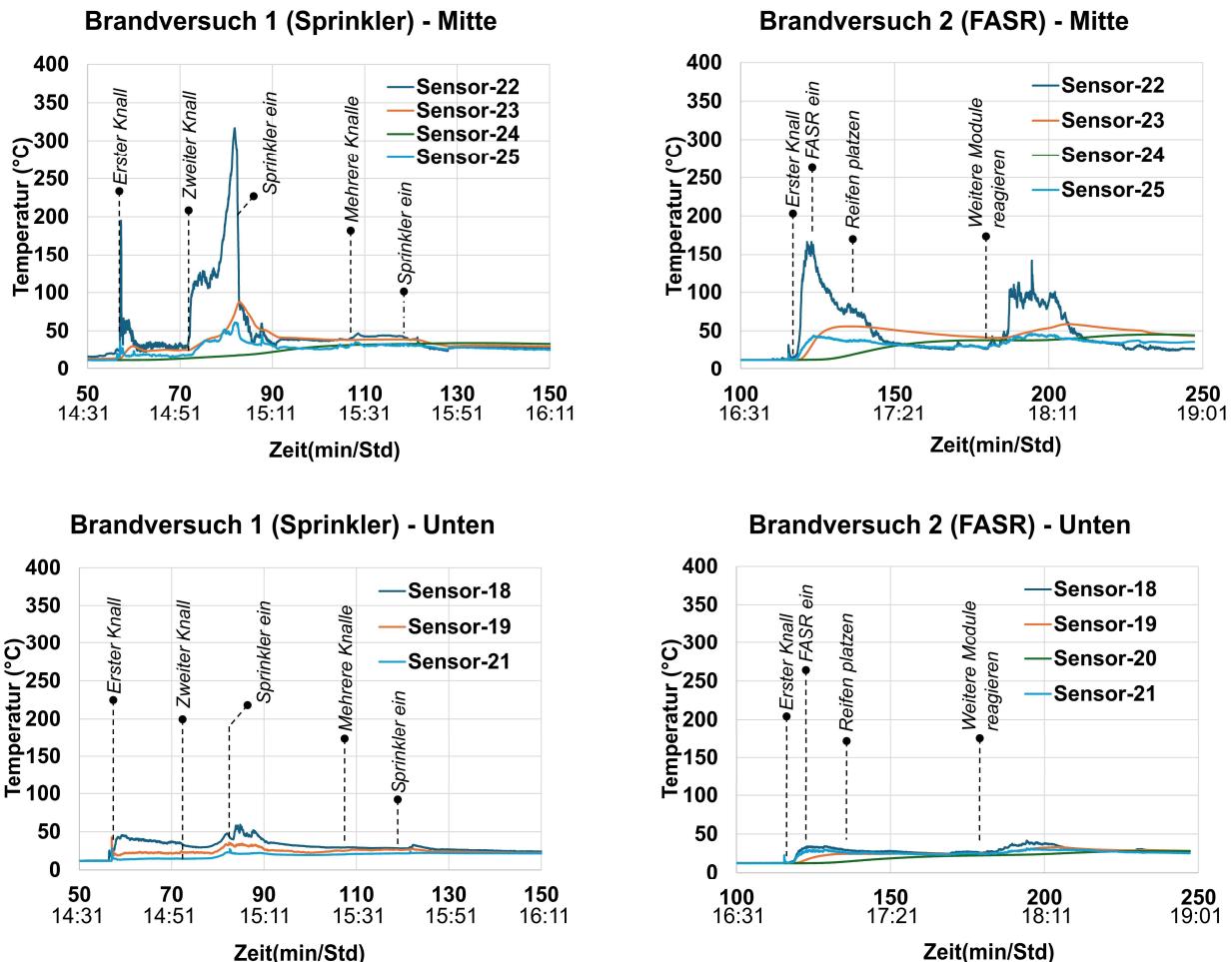


Abbildung 8. Temperaturmessungen der Stahlbetonstützen (Sensoren 18 bis 29): mit Sprinkler (links) und mit FASR (rechts)

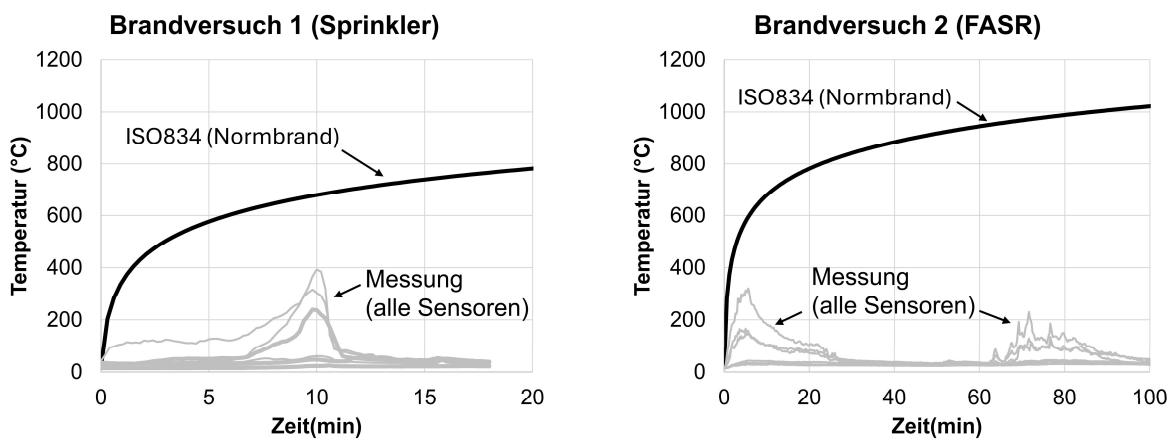


Abbildung 9. Vergleich zwischen Normbrand und gemessenen Temperaturen



6. Numerische Simulationen

6.1 Thermische Simulationen

In diesem Abschnitt werden die gemessenen Temperaturen innerhalb der Stützen mit den thermischen Simulationen verglichen. Das Hauptziel ist die Plausibilisierung des Modells für die thermomechanischen Simulationen, die im nächsten Schritt durchgeführt werden.

Bei den thermischen Simulationen wird die Wärmeleitungsgleichung unter vorgegebenen Randbedingungen gelöst und die Bauteiltemperaturen an jedem Punkt der Stütze ermittelt. Abbildung 10 zeigt das dreidimensionale Modell der Stütze einschließlich Fundament, das mit dem Finite-Elemente-Programm XDEEA-DuraFEM erstellt wurde. Die Randbedingungen sind in diesem Fall die äussere Temperaturverläufe, die an der Oberfläche der Stütze gemessen wurden. Die Wärmeübertragung aus der Umgebung in die Stütze erfolgt durch Konvektion über die seitlichen vertikalen Flächen. Die Übertragung über die horizontalen Flächen am Stützenkopf und am Fundament wurde vernachlässigt.

Die Temperaturabhängigkeit der Betoneigenschaften ist gemäss SN EN 1992-1-2 «Eurocode 2 Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall» im Modell berücksichtigt. Dies betrifft die Änderung der Rohdichte, der spezifischen Wärme und der Wärmeleitfähigkeit des Betons mit der Temperatur. Für die Rohdichte des Betons wurde ein Wert von 2'400 kg/m³ bei Raumtemperatur angenommen. Für die spezifische Wärme wurde die Kurve für einen trockenen Beton gewählt (Feuchtegehalt=0% des Betongewichts) und für die Wärmeleitfähigkeit die untere Grenze gewählt. Diese Werte gelten sowohl für Beton mit quarz- als auch mit kalksteinhaltigem Zuschlag. Gemäss SN EN 1992-1-2 wurde der Einfluss der Bewehrung auf die Betontemperaturen vernachlässigt. Tabelle 3 fasst die physikalischen Parameter des thermischen Modells zusammen. Weitere Angaben zum Modell und zur Berechnungsverfahren sind in Anhang A enthalten.

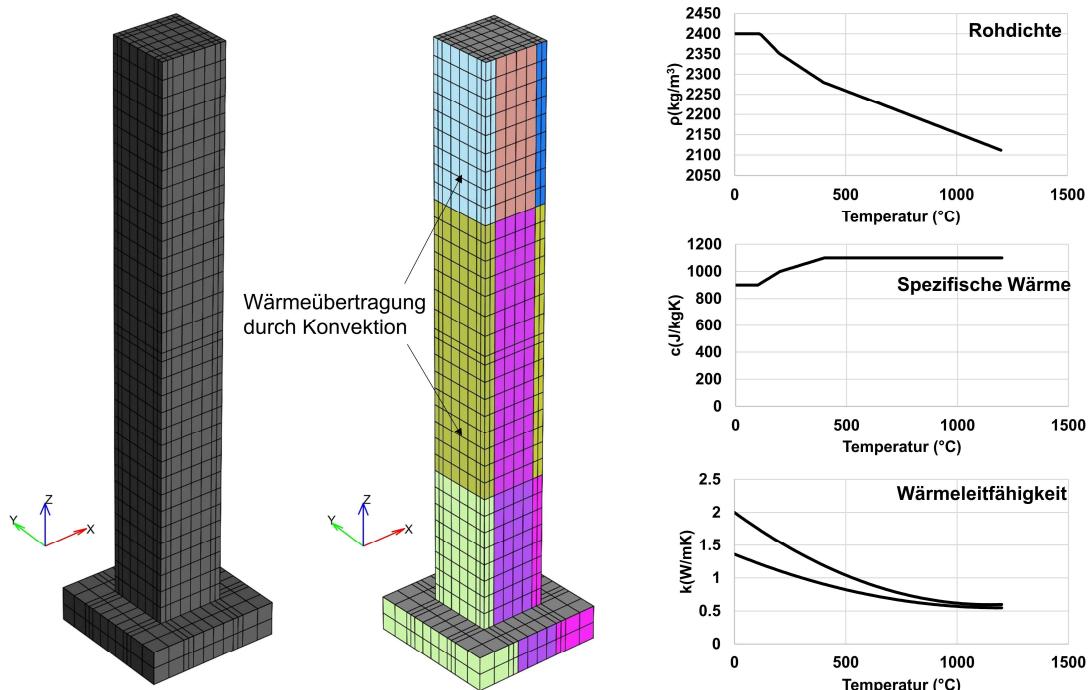


Abbildung 10. Geometrie, Randbedingungen und thermische Materialeigenschaften der Stützen



Tabelle 3. Physikalische Modellparameter der thermischen Simulationen

| Physikalische Parameter | Wert bei T=20°C | Modell (SN EN 1992-1-2) |
|--|-----------------|---|
| Rohdichte des Betons $\rho(\theta)$ [kg/m³] | 2'400 | $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C})$ für $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}$ $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85)$ für $115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}$ $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200)$ für $200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$ $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800)$ für $400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ |
| Spezifische Wärme $c_p(\theta)$ [J/kgK] | 900 | $c_p(\theta) = 900$ (J/kg K) für $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$ $c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100)$ (J/kg K) für $100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}$ $c_p(\theta) = 1\,000 + (\theta - 200)/2$ (J/kg K) für $200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$ $c_p(\theta) = 1\,100$ (J/kg K) für $400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ |
| Wärmeleitfähigkeit $\lambda_c(\theta)$ [W/mK] | 1,33 | $\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta_c / 100) + 0,0057 (\theta_c / 100)^2$ W/m K für $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$ |
| Wärmeübergangskoeffizient B_T [W/m²°C] | 150 | Konstant |

Abbildung 11 zeigt die Temperaturverteilung der Stütze vor und nach dem Brandereignis für beide Versuche. Es ist ersichtlich, dass die Verteilung komplex ist und dass die auf der Stütze angebrachten Thermosensoren die Komplexität der Verteilung nur lokal erfassen können. Die Maximaltemperaturen liegen auf der Tesla-Seite im mittleren und oberen Bereich. Der Betonkern bleibt relativ kühl. Höhere Temperaturen sind in den Ecken des Querschnitts zu beobachten.

In Abbildung 13 werden die Temperaturen aus dem Modell mit den Messungen im Bereich der Betonüberdeckung und in der Mitte des Querschnitts verglichen. Wie bereits erwähnt, waren die Sensoren 19 und 20 aus dem ersten Versuch nicht funktionsfähig. Die Simulation der Abkühlungsphase beim Versuch 2 zeigt die grössten Unterschiede mit den Messungen. Dies ist auf die Abhängigkeit der thermischen Eigenschaften von der Temperaturgeschichte zurückzuführen, welche in den SN EN 1992-1-2-Modellen vernachlässigt wird. Die angenommene Verteilung der Aussentemperaturen spielt auch eine Rolle. Aus den Versuchen ist die Aussentemperatur nur an einigen Punkten bekannt und muss dazwischen interpoliert werden. Im Allgemeinen stimmen die berechneten Temperaturen gut mit den gemessenen Temperaturen überein und können für die thermomechanische Simulationen angewendet werden.

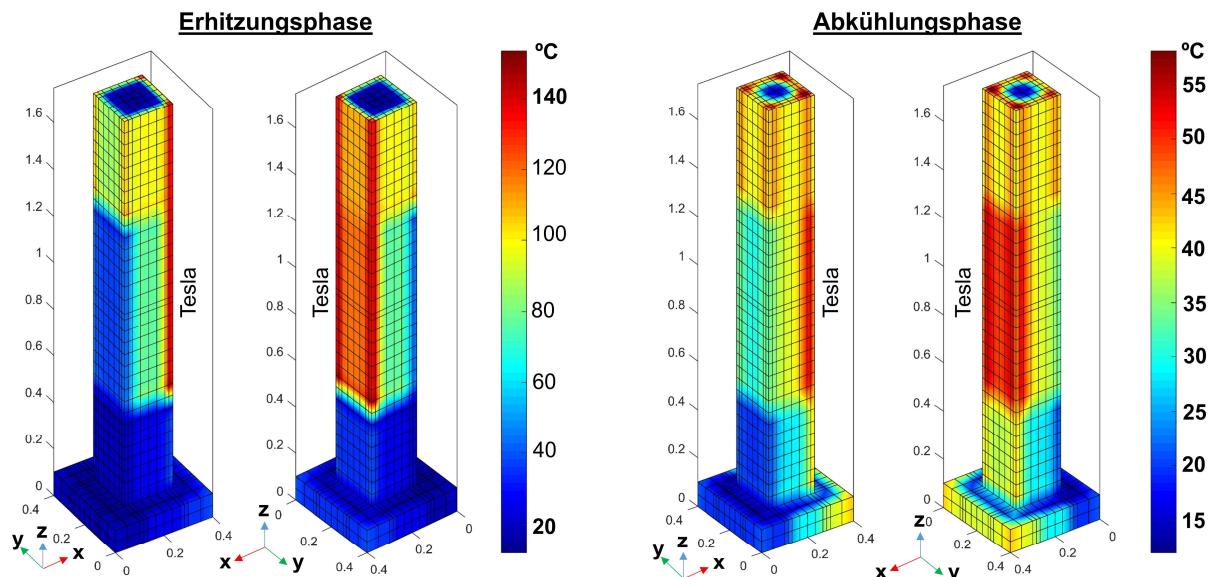
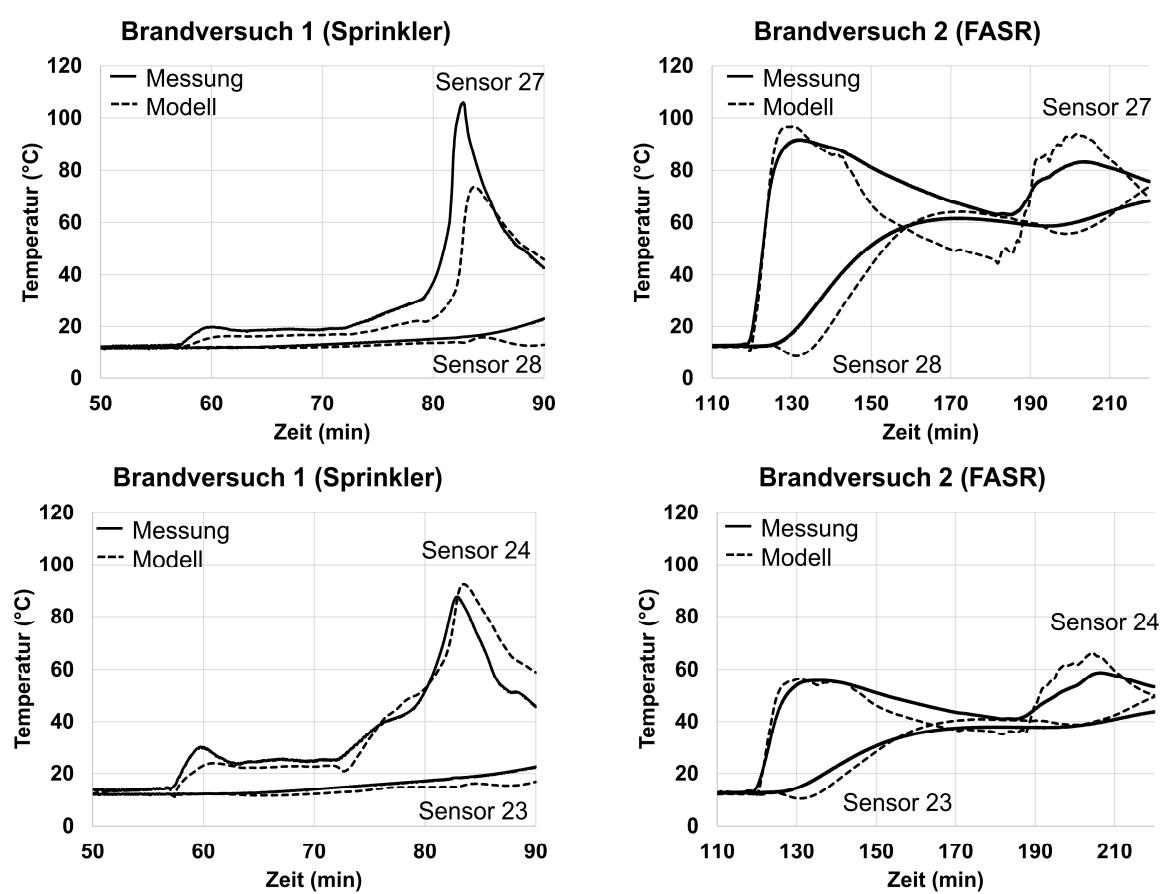
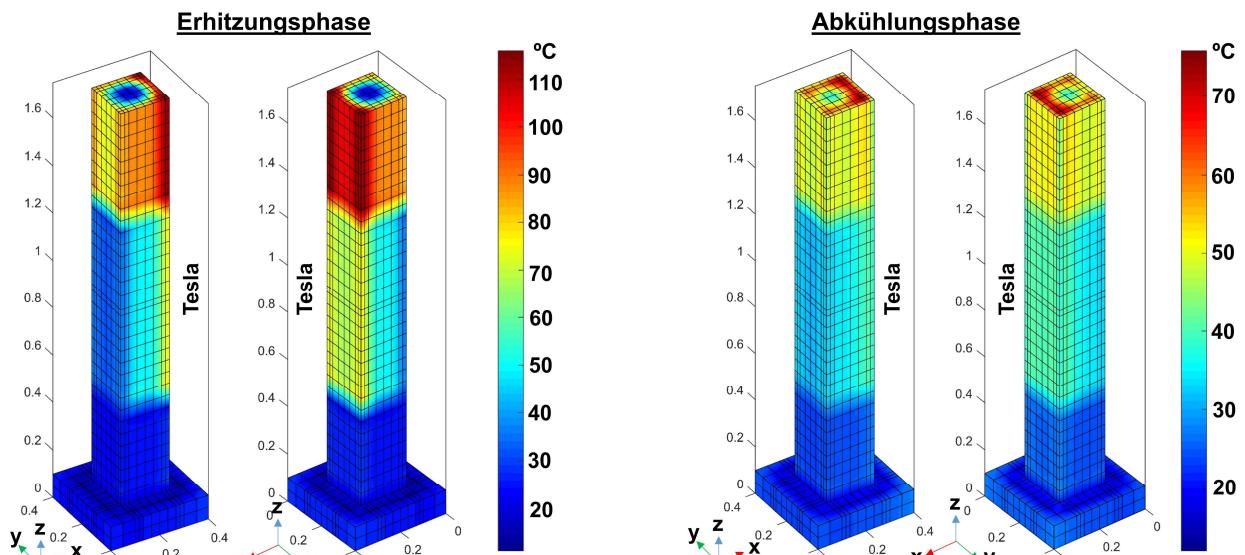


Abbildung 11. Temperaturverteilung aus thermischen Simulationen beim Versuch 1 (Sprinkler)



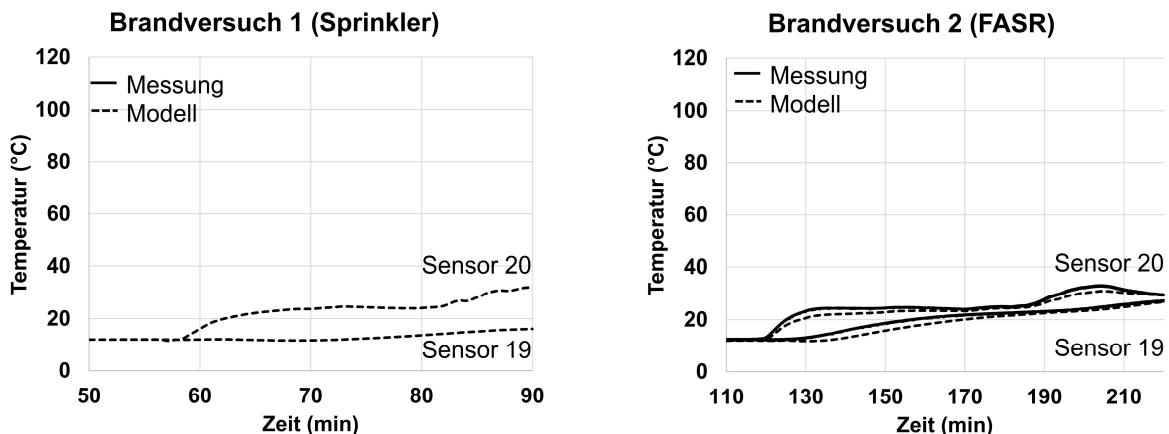


Abbildung 13. Vergleich der Ergebnisse von thermischen Simulationen und Messungen: Brandversuch 1 mit Sprinkler (links) und Brandversuch 2 mit FASR (rechts)

6.2 Thermomechanische Simulationen

6.2.1 Thermomechanische Simulationen nach SN EN 1992-1-2

Bei thermomechanischen Simulationen werden thermische und mechanische Phänomene miteinander gekoppelt, so dass nicht nur Temperaturen, sondern auch Dehnungen und Spannungen im Bauteil berechnet werden. In der «SIA 262 Betonbau – 4.3.10 Bemessungssituation Brand» werden thermomechanische Simulationen als «allgemeine Berechnungsverfahren» bezeichnet. Sie dürfen zur Ermittlung der thermischen Einwirkungen, der Temperaturverteilung im Bauteil und des Tragverhaltens des Bauteils angewendet werden. Dabei ist darauf zu achten, dass das Modell eine verlässliche Annäherung an das erwartete Verhalten der Bauteile liefert. Für weitere Details verweist SIA262 auf die europäische Norm SN EN 1992-1-2 «Eurocode 2: Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall».

Die thermomechanischen Simulationen sind im SN EN 1992-1-2 Abschnitt 4 «Allgemeine Rechenverfahren» geregelt. Sie müssen grundlegend auf dem physikalischen Verhalten aufbauen und zu einer zuverlässigen Abschätzung des erwarteten Brandverhaltens der maßgebenden Teiltragwerke führen. Abschnitt 3 beschreibt die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton und Stahl bei erhöhten Temperaturen. Die vorgegebenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Normalbeton mit quarz- und kalksteinhaltigem Zuschlag berücksichtigen die Abnahme der Druckfestigkeit und des E-Moduls bei Temperaturen bis 1200°C. Für warmgewalzten und kalerverformten Betonstahl sind ebenfalls Spannungs-Dehnungsbeziehungen festgelegt, die die Abnahme der Fließgrenze und des E-Moduls bei Temperaturen bis 1200°C berücksichtigen. In Abschnitt 3 werden die thermischen und physikalischen Eigenschaften von Beton mit quarz- und kalksteinhaltigen Zuschlägen festgelegt. Dies betrifft die thermische Verlängerung, die spezifische Wärme, die thermische Leitfähigkeit und die Rohdichte des Betons. In Abschnitt 3.4 wird die thermische Verlängerung von Betonstahl festgelegt. In der Tabelle 4 sind die Auswirkungen des Brandes auf das Materialverhalten zusammengefasst.

Tabelle 4. Auswirkungen des Brandes auf das Materialverhalten

| Beton | Stahl |
|-------------------------------|-------------------------------|
| Reduktion der Druckfestigkeit | Reduktion der Festigkeit |
| Reduktion der Steifigkeit | Reduktion der Steifigkeit |
| Zunahme der Betonstauchung | Reduktion der Bruchdehnung |
| Reduktion der Zugfestigkeit | Verfestigungsverlust ab 400°C |



Die oben genannten Eigenschaften werden in den vorliegenden thermomechanischen Simulationen berücksichtigt. Die Simulationen werden mit der FE-Software XDEEA durchgeführt. Um die Genauigkeit der Modellierung zu überprüfen, wird im SN EN 1992-1-2 Abschnitt 4.3.4 empfohlen, das Modell auf der Basis von Versuchsergebnissen zu plausibilisieren. Daher wurden in einem ersten Schritt vorhandene Brandversuche aus der Fachliteratur nachmodelliert. Drei Brandversuche von der kanadischen Forschungsgemeinschaft (NCR) wurden ausgewählt (Lie und Lin 1983). Dabei wurden Stahlbetonstützen mit einer vertikalen Kraft am Stützenkopf dem Normbrand ausgesetzt und bis zum Versagen getestet. Abbildung 14 zeigt den Ofen, in dem die Brandversuche durchgeführt wurden, und die Geometrie der Stützen, die mit Längs- und Schubbewehrung bewehrt wurden. Bei dem Beton handelte es sich um Normalbeton mit einer Druckfestigkeit von 37-41 N/mm². Abbildung 14 zeigt die Temperaturverteilung im Querschnitt aus der thermischen Simulation und den gemessenen Temperaturverlauf bei einer Tiefe von 25.3mm. Im Vergleich zu den FASR-Versuchen wurden hier deutlich höhere Temperaturen von bis zu 800°C erreicht. In Abbildung 14-rechts ist die Verformung und Rissbildung aus den thermomechanischen Simulationen dargestellt. Aufgrund der Symmetrie der Stützen und der äusseren Lasten wurde nur $\frac{1}{4}$ der Stützen modelliert. Die grössten Risse treten entlang der Querschnittsecken auf.

Alle drei Stützen waren identisch ausser der äusseren Vertikalkraft, die 800kN, 1067kN und 1778kN für die erste, zweite und dritte Stütze betrug. Abbildung 15 vergleicht die vertikale Verschiebung, die während des Brandes gemessen wurde, mit der Verschiebung aus der numerischen Simulation. Am Anfang nimmt die Verschiebung aufgrund der thermischen Ausdehnung zu. Gleichzeitig findet eine Reduktion der Steifigkeit und der Tragfähigkeit der Stütze infolge der Erhitzung statt. Ab ca. 100-150 Minuten nimmt die vertikale Verschiebung ab, zunächst langsam und dann etwas schneller, während sich die Stütze dem Druckversagen nähert. Bei den vorliegenden Versuchen wäre die Brandwiderstandsdauer ca. 200-300 Minuten je nach Stütze.

Die gute Übereinstimmung mit den gemessenen Temperaturen und Verschiebungs-Zeit-Kurven zeigt, dass das Modell eine verlässliche Annäherung an das erwartete Verhalten der Bauteile liefert und für weitere Simulationen der FASR-Brandversuche angewendet werden kann.

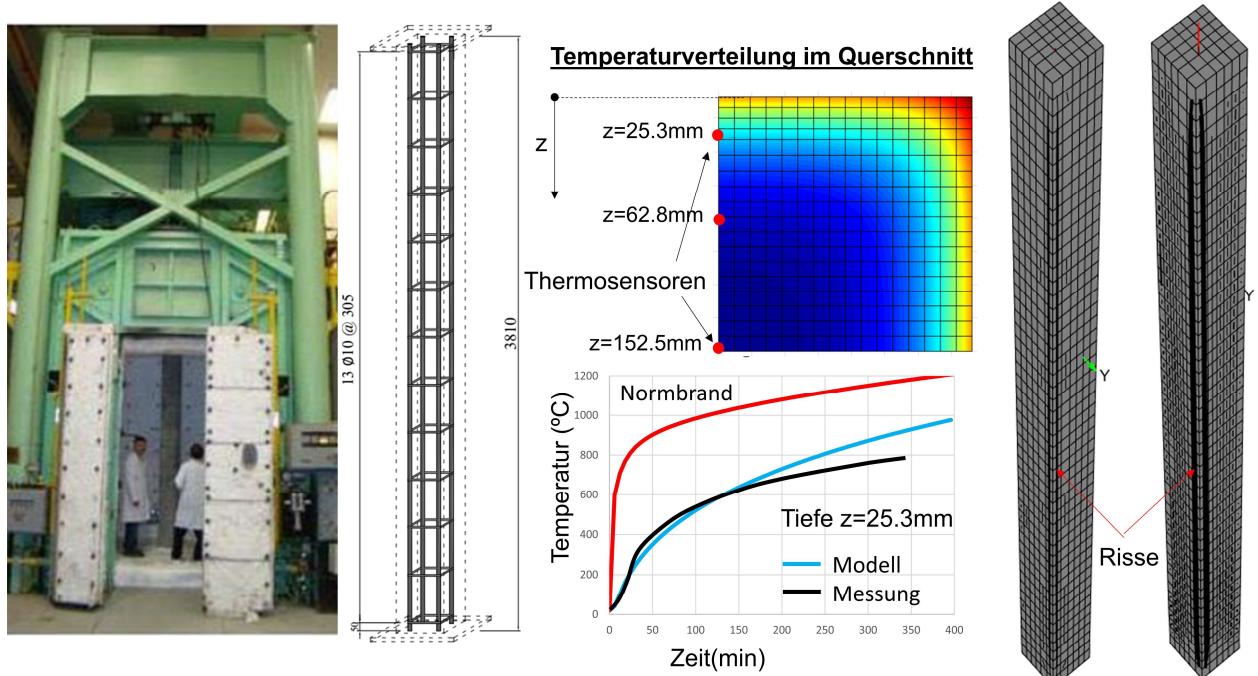


Abbildung 14. Zusammenfassung der NCR-Brandversuche: Geometrie, thermische Simulationen und Rissbildung

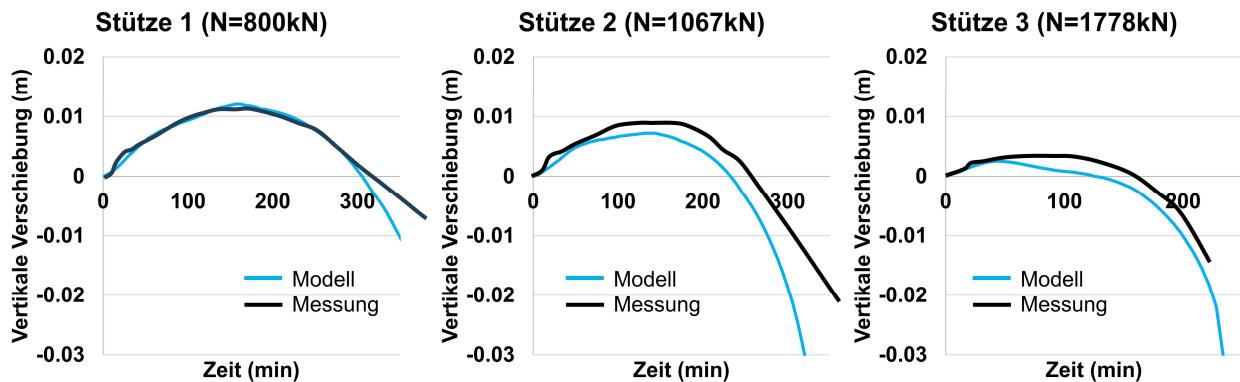


Abbildung 15. Verschiebungs-Zeit-Kurven der NCR-Brandversuche

6.2.2 Thermomechanische Simulationen der FASR-Brandversuche

Für die thermomechanischen Simulationen der FASR-Brandversuche wurde das Modell der Stütze, das im Abschnitt 6.1 analysiert wurde, mit einer Stahlbeton-Decke ergänzt. Ziel der Modellierung ist es, den Einfluss der Decke und der Vertikalkraft in der Stütze, die bei den Brandversuchen vernachlässigt wurden, genauer zu untersuchen. Dazu wurde ein Deckenausschnitt mit einer Abmessung von $3 \times 3 \times 0,25$ m rund um die Stütze modelliert. Dies entspricht einer typischen Spannweite von 6m zwischen Stützenachsen. Zusätzlich wurde eine verteilte Vertikallast von $14,25 \text{ kN/m}^2$ definiert. Diese ergibt sich infolge von Eigengewicht ($6,25 \text{ kN/m}^2$), Auflast (5 kN/m^2) und Nutzlast (3 kN/m^2). Das Verhältnis zwischen Vertikalkraft und Normalkraftwiderstand der Stütze entspricht den üblichen Werten für Stahlbetonstützen von ca. 10%. Da das Ziel eine Untersuchung des realistischen Tragverhaltens ist, wurde sowohl auf der Seite der Einwirkung als auch der Materialien mit charakteristischen Werten (ohne Sicherheitsfaktoren) berechnet.

Abbildung 16 zeigt das thermische Modell (links) und das Strukturmodell (rechts). Im thermischen Modell wurde zusätzlich die Wärmeübertragung in der Decke berücksichtigt. Als Umgebungstemperatur an der Unterseite der Decke wurden die Messwerte aus dem Sensor 16 eingegeben, der an der Oberfläche der Abhangdecke befestigt wurde. Im Strukturmodell wurde der Deckenrand als horizontal unverschieblich angenommen. In vertikaler Richtung sind die Verschiebungen am Stützenfuss völlig gesperrt. Um den numerischen Aufwand zu minimieren, wurde das Fundament durch feste Auflager am Stützenfuss ersetzt. Tabelle 4 fasst die physikalischen Parameter des thermomechanischen Modells zusammen. Weitere Angaben sind in Anhang B enthalten.

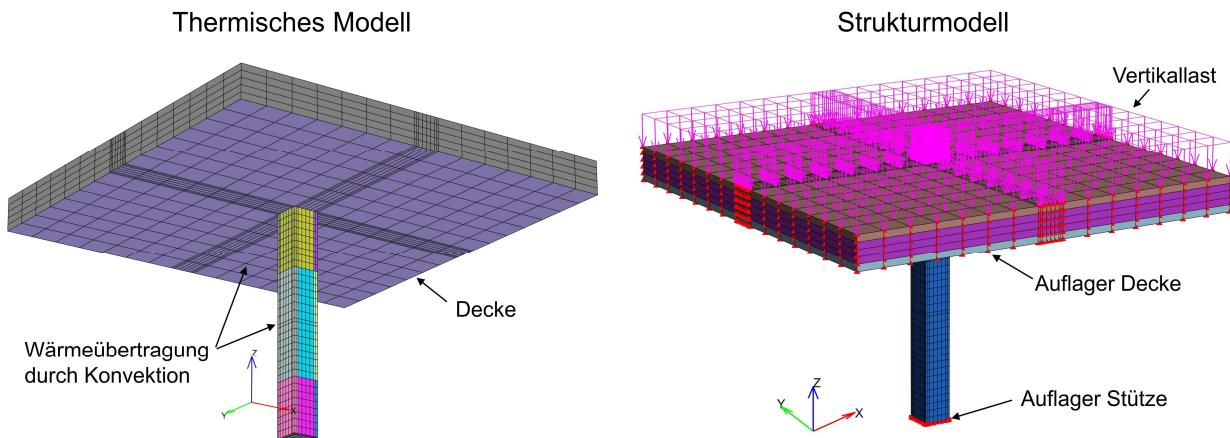


Abbildung 16. Geometrie, Randbedingungen und Belastung der Stütze mit Deckenausschnitt

Untersuchung der Wirksamkeit von herkömmlichen Sprinkleranlagen und von einer innovativen Löscheinrichtung zur Verlangsamung des thermischen Durchgehens von Batterien in Akkupacks und zur Vermeidung des Brandüberschlags zwischen Fahrzeugen in Tiefgaragen

Tabelle 4. Modellparameter der thermomechanischen Simulationen

| Physikalische Parameter | Wert* bei T=20°C | Modell (SN EN 1992-1-2) |
|---|-----------------------------|--|
| Thermische Parameter $\rho(\theta), c_p(\theta), \lambda_c(\theta), B_T$ | Siehe Tabelle 3 | Siehe Tabelle 3 |
| Druckfestigkeit von Beton $f_{c,\theta} [\text{N/mm}^2]$ | 38 | Spannungs-Dehnungsbeziehungen (Tabelle 3.1) Kalksteinhaltige Zuschläge |
| Betonstauchung $\epsilon_{c,\theta}$ | 0.002 | $\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$ $\epsilon_{c1(\theta)} < \epsilon \leq \epsilon_{cu,\theta}$ $\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right) \frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}}$ |
| Zugfestigkeit von Beton $f_{ct}(\theta) [\text{N/mm}^2]$ | 3 | $k_{ck,t}(\theta) = 1,0$ für $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$ $k_{ck,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 (\theta - 100)/500$ für $100^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$ |
| E-Modul von Beton $E_{cm,t}(\theta) [\text{N/mm}^2]$ | 30'000 (Anfangstangente) | Gem. Spannungs-Dehnungsbeziehung |
| Fliessgrenze von Betonstahl $f_{sy,\theta} [\text{N/mm}^2]$ | 550 | Reduktionsfaktor $f_{sy,\theta}/f_{sk}$ nach Tabelle 3.2.a |
| E-Modul von Betonstahl $E_{s,\theta} [\text{N/mm}^2]$ | 200'000 | Reduktionsfaktor $E_{s,\theta}/E_s$ nach Tabelle 3.2.a |

*Mittelwerte

Abbildung 17 zeigt die vertikale Verschiebung der Stütze aus der thermomechanischen Simulation. Auch die Temperatur in der Mitte des Querschnitts und im Bereich der Betonüberdeckung werden dargestellt. Der Verlauf der Verschiebung entspricht ungefähr dem Temperaturverlauf im Bereich der Betonüberdeckung. Beim ersten Versuch wird eine maximale Ausdehnung von ca. 0.3mm erreicht. Beim zweiten Versuch wird aufgrund der längeren Branddauer und Reaktivierung von weiteren Batteriemodulen eine maximale Ausdehnung von 0.43mm erreicht. Es wurde allerdings gezeigt, dass vor allem mit der Sprinkleranlage grosse Temperaturunterschiede zwischen rechter und linker Seite der Stütze auftreten. Diese führen zu einer Durchbiegung der Stütze in horizontaler Richtung (Abb.18). Mit dem FASR-System ist die horizontale Durchbiegung deutlich geringer.

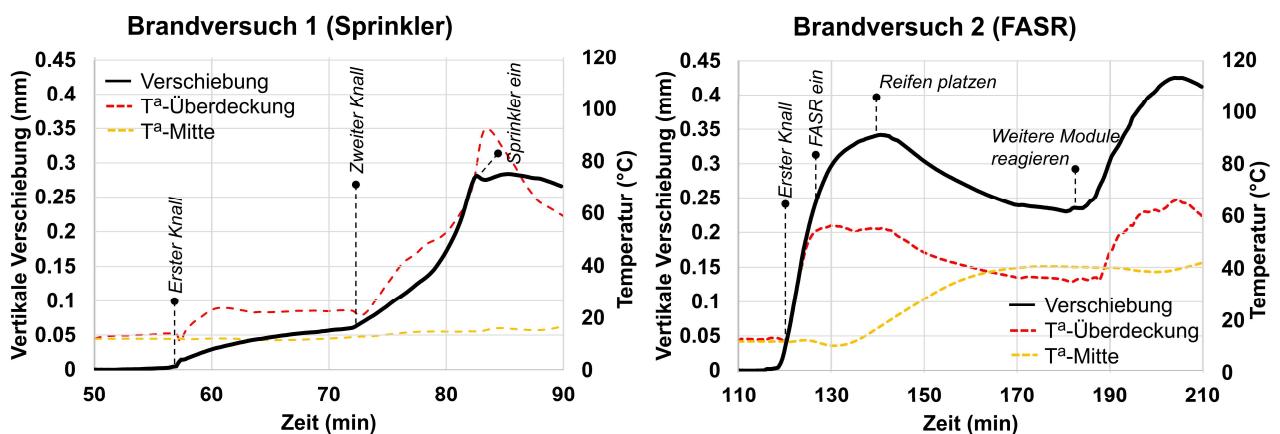
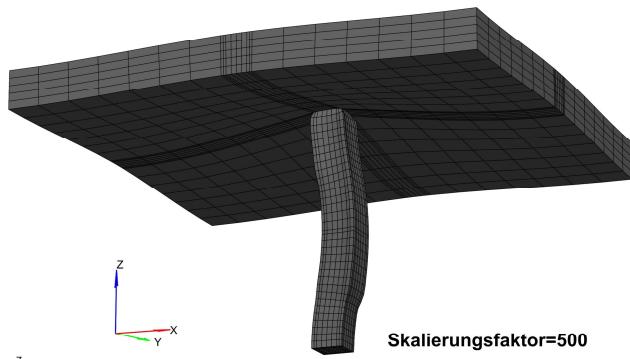


Abbildung 17. Vertikale Verschiebung und Temperatur in der Stütze beim Brandversuch 1 (links) und Brandversuch 2 (rechts)



Verformung Versuch 1 (Sprinkler)



Verformung Versuch 2 (FASR)

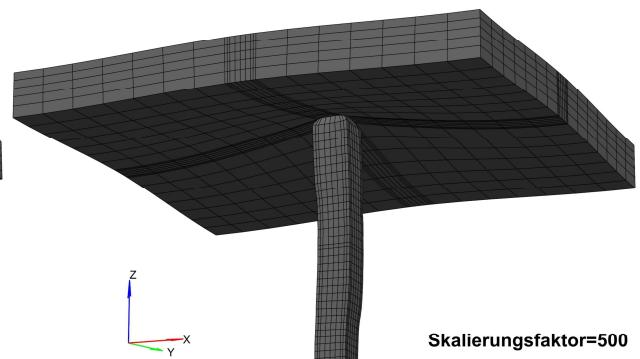
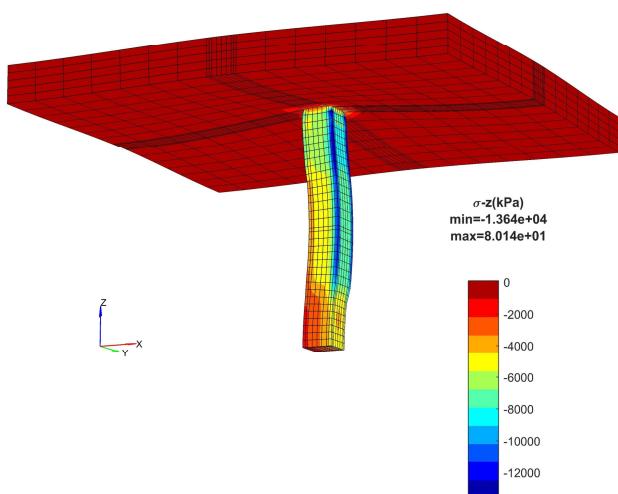


Abbildung 18. Verformung beim Erreichen der maximalen Verschiebung: Brandversuch 1 (links) und Brandversuch 2 (rechts)

Der Temperaturunterschied zwischen der rechten und der linken Seite der Stütze führt zu einem Temperaturgradient im Querschnitt, der eine ungleichmässige Ausdehnung verursacht. Zusätzlich entsteht eine ungleichmässige Spannungsverteilung in der Stütze, die auf die Verhinderung der Verformung durch die Decke zurückzuführen ist. In Abbildung 19 sind die Normalspannungen (in Z-Richtung) in der Stütze dargestellt. Zwar herrschen überall Druckspannungen, jedoch sind diese im Brandversuch 1 mit Maximalwerten von 13 N/mm^2 in den Ecken deutlich höher. Beim Brandversuch 2 betragen sie ca. 6N/mm^2 . In beiden Fällen liegen die Druckspannungen deutlich unterhalb der Druckfestigkeit des Betons ($f_{cm} \approx 38 \text{ N/mm}^2$ bei 20°C). Da die Temperatur des Betons immer unter dem Schwellenwert von 100°C bleibt, findet keine Reduktion der Druckfestigkeit statt, nur eine Reduktion des E-Moduls.

Die Verteilung der Spannungen in der Decke (Normalspannung in X-Richtung) ist in Abbildung 20 dargestellt. Dort wird beim Brandversuch 1 eine maximale Druckspannung von ca. $1,5 \text{ N/mm}^2$ auf der Unterseite der Decke erreicht, während sie beim Brandversuch 2 10 N/mm^2 beträgt. Dies ist auf die höheren Temperaturen der Decke während des Brandversuchs 2 zurückzuführen. Die Zugspannungen liegen allerdings in beiden Fällen unter der Zugfestigkeit des Betons (3 N/mm^2) und somit sind keine Risse und kein Fliessen der Bewehrung in der Decke zu erwarten.

Spannungen Stütze (σ_z) Versuch 1 (Sprinkler)



Spannungen Stütze (σ_z) Versuch 2 (FASR)

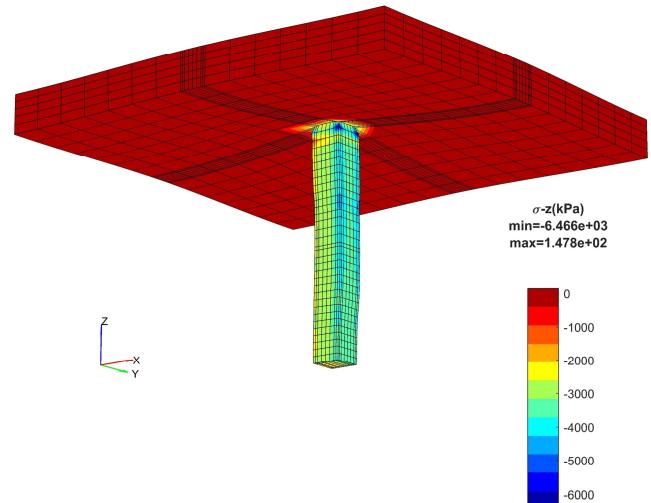
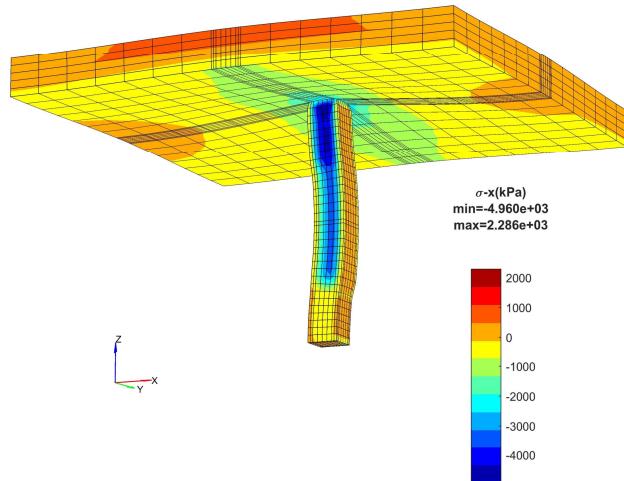


Abbildung 19. Normalspannungen (σ_z) beim Erreichen der maximalen Verschiebung: Brandversuch 1 (links) und Brandversuch 2 (rechts)



Spannungen Decke (σ_x) Versuch 1 (Sprinkler)



Spannungen Decke (σ_x) Versuch 2 (FASR)

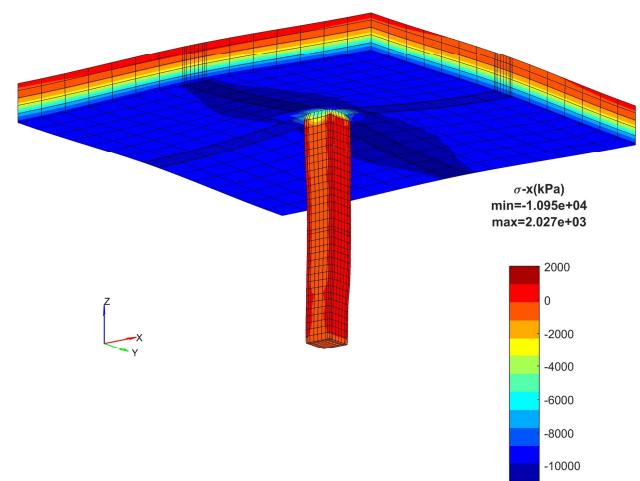


Abbildung 20. Normalspannungen (σ_x) beim Erreichen der maximalen Verschiebung: Brandversuch 1 (links) und Brandversuch 2 (rechts)

7. Schlussfolgerung (Tragstruktur)

Die im Rahmen dieses Projekts durchgeführten Brandversuche haben gezeigt, dass sowohl die Sprinkleranlage als auch das FASR-System in der Lage sind, das Tragwerk wirksam vor Brandeinwirkung zu schützen. Die beiden Stahlbetonstützen, die neben den gebrannten E-Autos platziert wurden, erlitten keine sichtbaren Schäden. Obwohl im oberen Bereich der Stützen eine Maximaltemperatur von fast 400°C gemessen wurde, blieb die Innentemperatur des Betons aufgrund der kurzen Branddauer unter 100°C.

Die Temperaturverteilung war sowohl im Querschnitt als auch in der Höhe sehr unterschiedlich. Bei beiden Versuchen wurden höhere Temperaturen im oberen Bereich auf der Tesla-Seite gemessen. Höhere Temperaturen am Stützenfuss infolge des Thermal Runaway wurden nicht festgestellt.

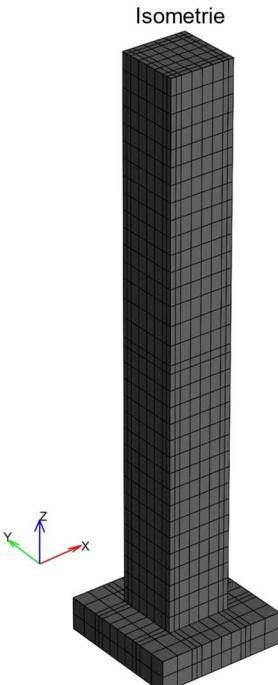
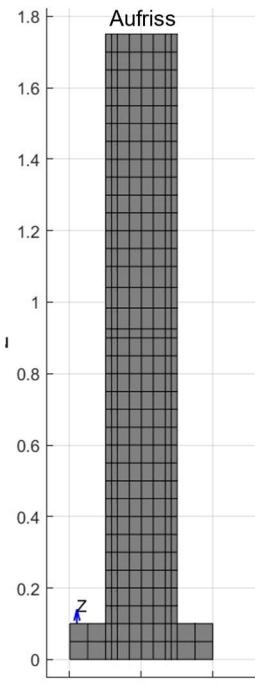
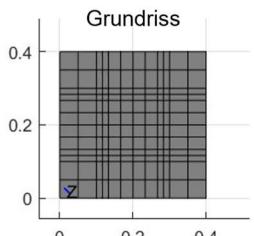
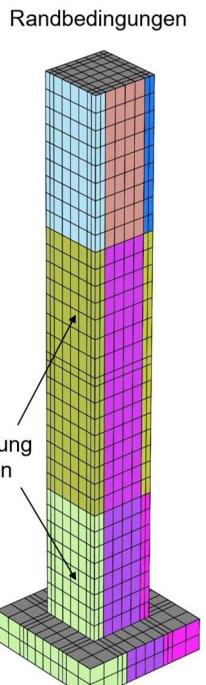
Im Vergleich zum Normbrand liegen die gemessenen Temperaturen deutlich tiefer (Faktor 2). Es ist auch zu erwarten, dass die Erhitzungs- und Abkühlungsphasen einen untergeordneten Einfluss auf den Widerstand haben, insofern die maximalen Temperaturen deutlich unter dem Normbrand liegen.

Die gemessenen Temperaturen wurden mit thermischen Simulationen nach SN EN 1992-1-2 verglichen. Dabei wurde die Temperaturabhängigkeit der thermischen Eigenschaften von Beton berücksichtigt. Das Modell zeigte eine gute Übereinstimmung mit den Messungen und konnte daher für eine thermomechanische Simulation angewendet werden.

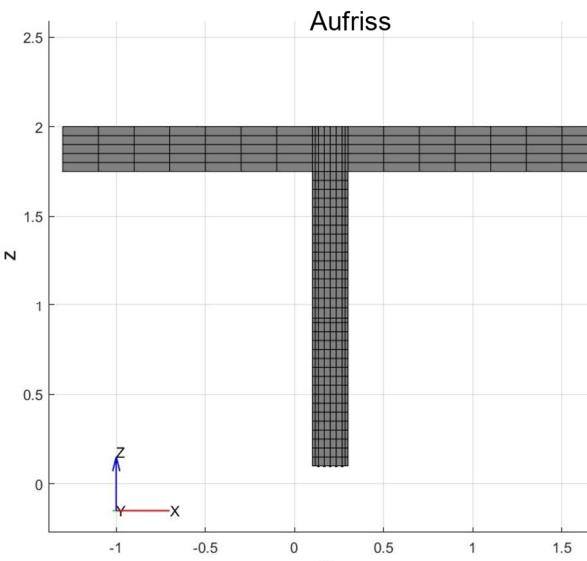
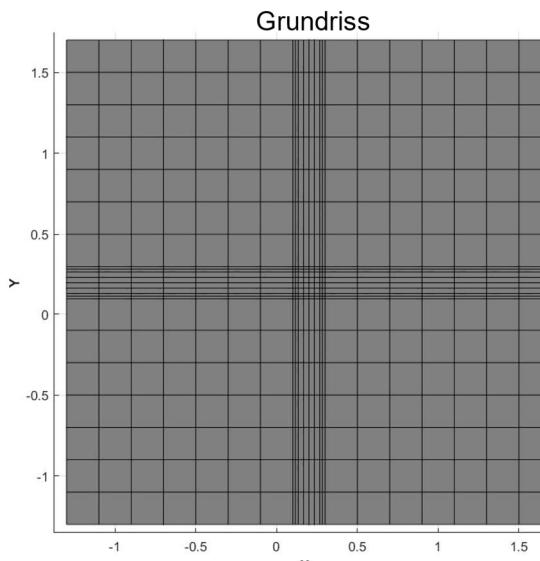
Der Einfluss einer Decke und einer Vertikalkraft auf der Stütze wurde anhand von thermomechanischen Simulationen untersucht. Aufgrund der geringen Aussentemperaturen blieben die maximalen Spannungen und Dehnungen innerhalb der zulässigen Werte bei beiden Versuchen. Die grösseren Temperaturunterschiede zwischen rechter und linker Seite der Stütze, die mit der Sprinkleranlage gemessen wurden, führten zu grösseren Durchbiegungen und höheren Normalspannungen in der Stütze. Im Gegensatz dazu waren die Spannungen in der Decke beim Versuch mit der Sprinkleranlage geringer.

Die durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass der Normbrand das Szenario eines Brandereignisses mit E-Fahrzeugen in einer Einstellhalle mit Brandlöschanlage abdeckt. Es wird jedoch empfohlen, weitere Untersuchungen an Einstellhallen ohne Brandlöschanlage durchzuführen, um festzustellen, ob in diesem Fall Brandschutzmassnahmen erforderlich sind.

8. Anhang A: Angaben zu thermischen Simulationen

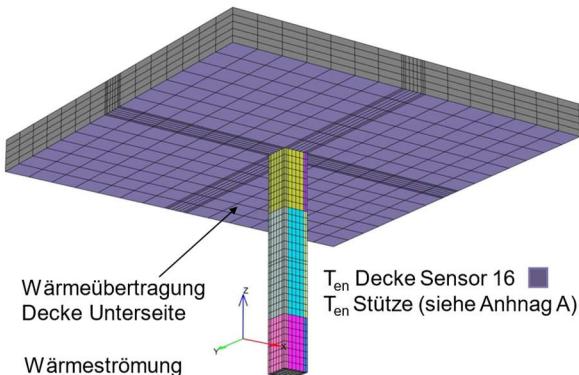
| Typ der Simulation | |
|--|--|
| Instationäre Wärmeleitung in Festkörpern | |
| $cp \frac{\partial T}{\partial t} = k \Delta T + Q$ | |
| c: spezifische Wärme (J/kg°C) ρ: Rohdichte (kg/m³) k: Wärmeleitfähigkeit (W/m°C) Q: Innere Wärmequelle (W/m³) Δ: Laplace-Operator | |
| Numerische Methode | |
| Finite Elemente Methode (FEM): | |
| FEM Software | |
| XDEEA-DuraFEM (XDEEA Software & Consulting) | |
| Geometrie und Randbedingungen des Modells | |
|  Aufriss  |  Grundriss Wärmeströmung $f_{Ts} = B_T (T_s - T_{en})$ |
| | Randbedingungen  |
| Physikalische Modellparameter | |
| Siehe Tabelle 3 | |
| Typ der finiten Elemente | |
| 8-knotige Volumen-Elemente und 4-knotige Flächen-Elemente | |
| Numerisches Lösungsverfahren | |
| Crank-Nicolson | |
| $\left(\frac{1}{\Delta t} C + \beta K \right) \tilde{\phi}_{i+1} = \left(\frac{1}{\Delta t} C - (1 - \beta) K \right) \tilde{\phi}_i + (1 - \beta) F_i + \beta F_{i+1}$ | |
| Integrationsparameter | |
| $\beta = 0.5$, Zeitschritt $\Delta t = 0.2s$ | |

9. Anhang B: Angaben zu den thermomechanischen Simulationen

| Typ der Simulation | | |
|---|--|---------------------------|
| Instationäre Wärmeleitung in Festkörpern gekoppelt mit strukturmechanischer Analyse | | |
| $c\rho \frac{\partial T}{\partial t} = k \Delta T + Q$ | $F = Kd$ | $\sigma = f(\varepsilon)$ |
| c: spezifische Wärme (J/kg°C) ρ: Rohdichte (kg/m³) k: Wärmeleitfähigkeit (W/m°C) Q: Innere Wärmequelle (W/m³) Δ: Laplace-Operator | F: äussere Kräfte K: Steifigkeitsmatrix d: Verschiebungen σ: Spannungen ε: Dehnungen | |
| Numerische Methode | | |
| Finite Elemente Methode (FEM): | | |
| FEM Software | | |
| XDEEA-DuraFEM und XDEEA3D (XDEEA Software & Consulting) | | |
| Geometrie und Randbedingungen des Modells | | |
|  <p>Aufriss</p> |  <p>Grundriss</p> | |

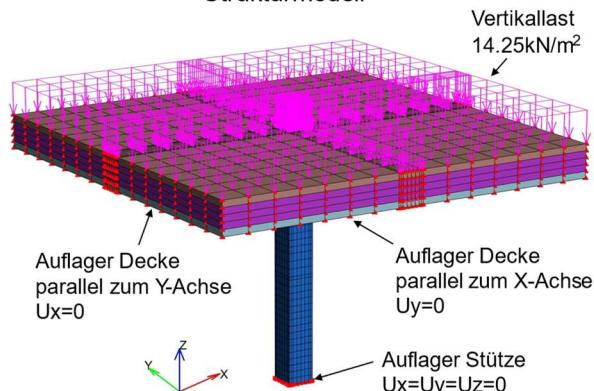
Randbedingungen

Thermisches Modell



Wärmeübertragung
Decke Unterseite
Wärmeströmung
 $f_{Ts} = B_T (T_s - T_{en})$
 B_T : Wärmeübergangskoeffizient ($\text{W/m}^2\text{C}$)
 T_s : Temperatur an der Betonoberfläche ($^{\circ}\text{C}$)
 T_{en} : aussere Temperatur ($^{\circ}\text{C}$)

Strukturmodell



Eigengewicht
Auflast
Nutzlast
 $g_1 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
 $g_2 = 5 \text{ kN/m}^2$
 $q_1 = 3 \text{ kN/m}^2$

Physikalische Modellparameter

Siehe Tabelle 4

Materialgesetz Beton

Multi-axial smeared crack model

Typ der finiten Elemente

8-knotige Volumen-Elemente und 2-knotige Stab-Elemente

Numerisches Lösungsverfahren

Newton-Raphson (verschiebungsgesteuert)

$$\Delta F = K_T \Delta d$$

Integrationsparameter

Zeitschritt $\Delta t = 0.2 \text{ s}$

Impressum

Datum

06. Mai 2024

Verfasst von

Dr. Alexander Kagermanov
XDEEA Software & Consulting

Meienfeldstrasse, 82
8645 Rapperswil-Jona, Schweiz

T +41 55 222 4805
xdeea.software@gmail.com