

Temperaturbedingte Beanspruchung von Betonfahrbahnen

Von der Fakultät Bauingenieurwesen und Geodäsie

der Universität Hannover

zur Erlangung des Grades eines

DOKTORS DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN

Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation

von

Dipl.-Ing. Marc-Oliver Förster

geboren am 02.05.1973 in Herford

Hannover 2005

Referent: apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Jürgen Hothan,
Universität Hannover

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Frohmut Wellner,
Technische Universität Dresden

Beisitzer: em. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Alexander Gerlach,
Universität Hannover

Tag der Promotion: 15. Juli 2005

Kurzfassung

Betonstraßen werden in Deutschland seit 1972 raumfugenlos und unbewehrt hergestellt. Dabei werden zur Reduzierung der in der Betonschicht wirkenden Zugspannungen und zur kontrollierten Bildung einzelner Platten im Abstand von 5 m Scheinfugen angeordnet. Durch die gezielte Querschnittsschwächung der Betonfahrbahn entstehen unter sommerlichen Temperaturen im Bereich der Scheinfugen erhebliche Druckspannungen. Diese resultieren aus der Ausdehnung des Betons. Zudem entstehen Zugspannungen infolge der Umlenkung der Längsdruckkräfte. Diese Kräfte können zu erheblichen Schäden führen: entweder zu einem Ausknicken der Platten oder was häufiger vorkommt zu einem blow-up - der Zerstörung des Betons im Fugenbereich bei dem sich Platten übereinanderschieben können -. Ziel der Untersuchung ist es, sowohl die Temperaturverteilung infolge realer Klimadaten, als auch die daraus resultierenden Beanspruchungen in der Betonfahrbahn analytisch zu ermitteln.

Die Temperaturen und Beanspruchungen werden mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) bestimmt. An einem 2D-Modell eines typischen zweistreifigen Regelquerschnittes (RQ 26) erfolgt die Bestimmung der Temperaturentwicklung innerhalb einer Standardbauweise. Als Belastung wirken die Lufttemperatur und die Globalstrahlung des Jahres 2003 auf die Oberfläche ein. Hieraus ergibt sich der Tag mit der höchsten Temperaturbeanspruchung in der Betonfahrbahn, der nachfolgend die Grundlage für die Ermittlung der temperaturbedingten Beanspruchungen bildet. Die Beanspruchungen werden daraufhin an einem 3D-Modell mit zwei durch eine Scheinfuge getrennten Betonplatten auf elastischer Bettung berechnet. Hierbei werden verschiedene realistische Nullspannungstemperaturverläufe berücksichtigt. Aus den so gewonnenen Erkenntnissen wird die Idee einer konzeptionellen Fugenausbildung entwickelt und untersucht.

Aus den Berechnungen folgt unter anderem, dass die Standardbauweise, wie sie derzeit in Deutschland ausgeführt wird, bei mangelfreier Ausführung und allein aus der temperaturbedingten Beanspruchung nur eine geringe Gefahr für das Auftreten eines blow-up oder Ausknickens aufzeigt. Allerdings führen die inneren Beanspruchungen zu einer Schädigung des Betons. Durch Vorschädigungen oder Herstellungsfehler erhöht sich die Gefahr eines Schadens. Die Untersuchung des entwickelten Konzeptes einer Fugenausbildung zeigt, dass durch dieses die innere Beanspruchung, bei gleicher Belastung, erheblich reduziert wird und keine Schädigung des Betons durch die Temperaturbeanspruchung zu erwarten ist.

Schlagwörter: Beton, blow-up, Versagen

Abstract

Temperature induced stresses in concrete pavements

In Germany, concrete pavements without expansion joints and reinforcement have been built since 1972. In order to reduce tension in the concrete layer and for a controlled creation of individual plates, contraction joints are being arranged at regular intervals of five meters. By the attenuation of the concrete cross section, substantial compression stresses under high temperatures result due to the expansion of the concrete. Besides tensions occur due to the detour of the longitudinal pressure forces. These forces can lead to substantial damage: either to a buckling of the plates or more frequently to a blow up, i.e. the destruction of the concrete in the joint. The aim of this study is both to determine the temperature distribution due to climate data and the stresses in the concrete slabs as an effect of temperature analytically.

The finite element method (FEM) is used to determine temperatures and stresses. To simulate the temperature distribution a 2D-Model of a typical cross section was generated. Air temperature and global radiation of the year 2003 affect on the surface. On the basis of this data, the day with the highest temperature stress in the concrete slab is determined. This day is the basis for the determination of the temperature-dependent stresses. The stresses are computed with a 3D-Model of two concrete slabs on an elastic foundation, separated by a contraction joint. Different realistic reference temperatures – temperatures at which the slab is assumed to be free of temperature induced strains and stresses - are considered. The conclusions lead to the idea of a new joint design, which was developed and examined.

From these simulations it follows that the standard construction method points out a insignificant risk for the occurrence of a blow up or a buckling, if the road is build free of construction faults and loaded by temperature only. However, the internal stresses will damage the concrete. In case of existing defects or faulty construction the possibility of a damage increases. The investigation of the developed concept of a joint design shows that the internal stresses are reduced substantially. No damage of the concrete caused by temperature stress needs to be expected.

Keywords: concrete, blow-up, failure

Resumen

Las vías en concreto en Alemania se construyen desde el año 1972 sin ranuras profundas o refuerzos en acero. Para reducir los esfuerzos de tensión que se presentan en la capa de concreto y para que se comporte cada placa como un ente aislado, se perforan en el concreto unas ranuras superficiales (perpendiculares a la dirección de marcha del tráfico) a una distancia de 5 m entre ellas. A través de esta debilitación en el perfil de los carriles de concreto por medio de las ranuras superficiales, se producen allí grandes esfuerzos de contracción cuando se presentan altas temperaturas. Estos esfuerzos son el resultado del intento de estiramiento del concreto. También se presentan esfuerzos de tensión por el cambio de dirección de las fuerzas longitudinales. Estas fuerzas pueden producir daños profundos en la construcción, como el rompimiento de la placa de concreto o lo que suele suceder más comúnmente, un blow-up; este último se define como el rompimiento del concreto cerca a la ranura, lo cual puede tener como resultado que las placas se monten una sobre la otra. El objetivo de este trabajo científico es el estudio de la distribución de las temperaturas teniendo en cuenta los datos climáticos reales y el análisis de los esfuerzos y deformaciones a causa de esta distribución climática en los carriles de marcha de las vías de transporte en concreto.

Las temperaturas y los esfuerzos se calculan para este estudio por el medio del método de los elementos finitos (Finite Element-Method FEM). Con un modelo bidimensional de una vía reglamentaria alemana, con los típicos dos carriles de marcha (RQ 26), se determina el desarrollo de la temperatura en la construcción estandarizada. La temperatura del aire y los rayos solares del globo funcionan como una carga en la superficie de la construcción. A través de esta observación se determina el día con los mayores esfuerzos a causa de la temperatura en la vía de concreto. Este día es la base para la determinación de los esfuerzos térmicos. Estos esfuerzos se calculan con la ayuda de un modelo tridimensional basado en dos placas divididas entre ellas por medio de una ranura superficial sobre un medio elástico. Aquí se tienen en cuenta diferentes líneas reales de temperatura de cero esfuerzo. A partir de estos nuevos conocimientos adquiridos nace la idea de desarrollar y comprobar un nuevo concepto de construcción y localización de las ranuras.

A partir de los cálculos y resultados de los modelos se concluye que en las formas de construcción estandarizadas actualmente en Alemania, hay una posibilidad muy pequeña de que las placas se rompan o se produzca entre ellas un blow up a causa de sólo los esfuerzos térmicos, naturalmente bajo la condición que estas formas estandarizadas se construyan según la norma y sin errores. Sin embargo los esfuerzos internos producen daños en el concreto. A través de predios o errores en la producción del concreto se aumenta el peligro de la falla. El nuevo concepto de construcción y localización de las ranuras muestra que a través de ellas con una localización óptima el esfuerzo interno bajo la misma carga se reduce notoriamente sin ningún daño en el concreto a causa de esfuerzos térmicos.

Resume

Les chaussées en béton de ciment sont construites en Allemagne depuis 1972 sans joints de dilatation et sans armatures. Dans ce cas la réduction des contraintes de traction qui agissent sur la couche de béton et le contrôle du comportement de chaque plaque sont assurés par des joints de construction espacés de 5 m. Les températures élevées d'été provoquent au niveau des sections de la chaussée comportant des joints des contraintes de compression importantes. Ceci est dû à la dilatation du béton. De là naissent des contraintes de traction dues aux sollicitations mécaniques longitudinales. Ces sollicitations peuvent provoquer des dégâts considérables : soit les plaques de béton se plient ou alors, ce que l'on observe le plus souvent, un blow-up – destruction du béton dans laquelle les plaques peuvent se repousser au niveau des joints-. L'objet de ces travaux de recherche c'est de déterminer analytiquement aussi bien la répartition des températures à partir des données climatiques réelles que les sollicitations résultantes sur les chaussées en béton de ciment.

Les températures et les sollicitations seront déterminés par la méthode des éléments finis (MEF). Dans un modèle 2D une chaussée à 2 voies typique de la règle de construction des sections de chaussées RQ 26 permettra de déterminer l'évolution de la température à partir d'une construction standard . La sollicitation thermique est celle de la température de l'air et du rayonnement solaire global de l'année 2003 sur la surface de la chaussée. A partir de là est donné le jour ayant la plus grande sollicitation de la chaussée due à la température, base de la détermination de sollicitations provoquées par la température. Les sollicitations seront calculées à partir d'un modèle 3D avec deux plaques séparées par un joint de construction sur une platte forme élastique. On considérera dans ce cas plusieurs sollicitations nulles de variation de température. A partir des connaissances acquises naîtra l'idée d'une nouvelle conception de l'étude des joints.

Les calculs permettent de conclure, entre autre, que si les standards de construction appliqués en ce moment en Allemagne sont respectés rigoureusement sans manquement, les sollicitations provoquées par la température présentent peu de danger de dégradation de type blow-up ou de faire plier les plaques de béton. Cependant les sollicitations intérieures entraînent la dégradation du béton. En cas de dommage antérieur ou d'erreur de construction, s'accroissent les risques de dégradation. L'analyse de ce nouveau concept de l'étude et de construction des joints montre que des sollicitations intérieures, à chargement égal, seront considérablement réduites et aucun risque de dommage dû à l'effet de la température n'est possible sur le béton.

Streszczenie

Nawierzchnie z betonu cementowego do roku 1972 w Niemczech były budowane bez dylatacji i bez zbrojenia. W późniejszym czasie zostały zredukowane w nawierzchniach oddziaływania od naprężeń rozciągających i doprowadzono do kontroli tworzenia się rys w pojedynczej płycie, a szczelinę pozorną ustalono w odstępach co 5 m. Szczelinę konstruuje się poprzez nacięcie poprzeczne nawierzchni na powierzchni. Pod wpływem letnich temperatur nacięcie pęka w następstwie powstawania w tym miejscu znacznych naprężeń ściskających. Zjawisko to wynika z podłużnego rozszerzania się betonu. Poza tym powstają w tym miejscu naprężenia rozciągające wskutek przerwania ciągłości betonu. Siły te mogą prowadzić do znacznych uszkodzeń: przemieszczeń pionowych krawędzi płyt – wybrzuszenia albo częściej występującego uszkodzenia – blow-up – zniszczenia nawierzchni w obrębie szczelin podczas nasunięcia się płyt jednej na drugą. W niniejszej pracy badaniami został objęty przedział temperatur wyodrębniony z danych klimatycznych. Na tej podstawie ustalono kryteria dla nawierzchni betonowych i przeprowadzono analizę stworzonego układu.

Dla przyjętych przedziałów temperatur i wymagań dla nawierzchni betonowej została zastosowana do obliczeń metoda elementów skończonych (Finite-Elemente-Methode-FEM). W dwuwymiarowym modelu (2-D) przyjęto typowy dwuwarstwowy przekroj (RQ26), ustalono również przebieg temperatur w przekroju. Jako czynnik obciążający powierzchnię zadano oddziaływanie temperatury powietrza oraz promieniowanie słoneczne. Dane przyjęto z roku 2003. W celu wyznaczenia warunków brzegowych wybrano do dalszej analizy dzień z najwyższą temperatura panującą w nawierzchni. Całość została następnie przekształcona w model trójwymiarowy (3-D). Cały układ nawierzchni betonowej został podzielony wzdłuż szczeliny pozornej, do obliczeń modelu przyjęto podłoże sprężyste. Dodatkowo został uwzględniony realny i różnorodny temperaturowy przebieg zerowych naprężeń w ramach wytycznych ZTV-Beton StB. Z tak uzyskanego układu wyodrębniono i przeanalizowano model nawierzchni pod względem występujących naprężeń oraz możliwości powstania szczelin.

Z obliczeń wnioskować można, że standardowo budowane nawierzchnie takie jak obecnie wykonuje się na terenie Niemiec bez błędów wykonawczych i z uwzględnieniem warunków temperaturowych, wykazują tylko niewielkie zagrożenie dla wystąpienia zjawiska blow-up lub przemieszczenia pionowego krawędzi płyt. Jednak nie wyeliminowane wewnętrzne naprężenia prowadzą do zniszczenia nawierzchni. Poprzez zapoczątkowanie niewielkich uszkodzeń w nawierzchni oraz błędy wykonawcze podnosi się niebezpieczeństwo spękań i wypiętrzeń. Badania dowiodły możliwość stosowania nowego rodzaju szczeliny pozornej w nawierzchni, która dla podobnych wymagań oraz tak samo temperaturowo obciążanej nawierzchni pomaga w znacznej redukcji naprężeń wewnętrznych oraz naprężeń powstałych od wpływu temperatury.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis

Tabellenverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Stand der Forschung	3
2.1	Entwicklung im Betonstraßenbau	3
2.2	Thermisch induzierte Spannungen in Betonfahrbahnen	7
2.2.1	Beanspruchung aus Temperatur in der Hydratationsphase	7
2.2.2	Der Nullspannungstemperaturverlauf bzw. -gradient	10
2.3	Knicken infolge kritischer Längsdruckkräfte und „blow-up“	17
3	Bestimmung realer Temperaturbeanspruchungen	31
3.1	Untersuchungsquerschnitt	31
3.2	Mechanismen des Wärmetransports	32
3.2.1	Wärmeleitung	32
3.2.2	Wärmestrahlung	33
3.2.3	Konvektion	34
3.3	Thermische Werkstoffeigenschaften	34
3.3.1	Wärmeleitfähigkeit	34
3.3.2	Spezifische Wärmekapazität	38
3.3.3	Dichte	41
3.3.4	Wärmeübergangskoeffizient	41
3.3.5	Emissionsgrad	43
3.4	Thermische Belastung	43
3.4.1	Lufttemperatur	43
3.4.2	Sonnenstrahlung	45
3.4.3	Randbedingungen	47
3.5	Eigenes Berechnungsmodell	48
3.6	Temperaturberechnungen	51

3.6.1	Parameterstudie	51
3.7	Maßgebende Nullspannungstemperaturverläufe	58
4	Berechnung der Spannungen und Verformungen	61
4.1	Berechnungsmodell	61
4.1.1	Diskretisierung des Modells und Randbedingungen	62
4.2	Materialkennwerte	65
4.3	Betonmodell in ABAQUS	66
4.3.1	Betoneigenschaften	66
4.4	Verifizierung der Untersuchungen von Eisenmann	72
4.5	Berechnung unter symmetrischer und unsymmetrischer Lasteinwirkung	74
5	Ergebnisse der Berechnungen	75
5.1	Verformungen	75
5.2	Spannungen	78
5.3	Plastische Verformungen	83
5.4	Auswertung	86
5.5	Beanspruchung einer vorgeschädigten Platte	90
6	Entwurf eines alternativen Konzeptes	93
6.1	Untersuchungen	94
6.2	Ergebnisse der Untersuchungen	94
6.3	Auswertung	99
6.4	Möglichkeiten zur Umsetzung des Konzeptes	101
7	Zusammenfassung und Ausblick	105
7.1	Zusammenfassung	105
7.2	Ausblick	108
	Literaturverzeichnis	109

Anlagen

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1	Ausbildung einer Pressfuge [47]	3
Abbildung 2.2	Aufgestellte Fugeneinlagen (Raumfugen) [6]	5
Abbildung 2.3	Fugenausbildung [17]	6
Abbildung 2.4	Schematische Darstellung der Bildung der Hydratphasen [19]	8
Abbildung 2.5	Temperaturverlauf in Betondeckenmitte unmittelbar nach der Herstellung infolge der Hydratationswärme und zugeordneter Verlauf der Zugspannungen bei einer an den Enden festgehaltenen Platte [17]	10
Abbildung 2.6	Durch die Hydratationswärme verursachter Verlauf der Betontemperaturen (T), Spannungen (σ) und Nullspannungstemperaturen (T_N) bei Verformungsbehinderung, sowie elastische (spannungserzeugend) und inelastische Anteile (nicht spannungserzeugend) an der behinderten Verformung [38]	11
Abbildung 2.7	Temperatur an der Oberseite der Betonbalken bei Sonneneinstrahlung und bei Beschattung [24]	13
Abbildung 2.8	Temperaturverläufe an nicht nachbehandelten Betonbalken bei Sonneneinstrahlung – Betoneinbau um 6 Uhr (gestrichelte Linie = Nullspannungstemperaturgradient; durchgezogene Linie = aktueller Temperaturverlauf) [24]	14
Abbildung 2.9	Einflüsse auf die Nullspannungstemperatur (schematisch) [24]	15
Abbildung 2.10	Temperaturgradient 3 bis 9 Stunden nach dem Einbau und Nullspannungstemperaturgradienten in Betonplatten [51]	16
Abbildung 2.11	Günstiger Bereich für Nullspannungstemperaturverläufe in Betonplatten [51]	16
Abbildung 2.12	Ausbildung von Scheinfugen und daraus resultierende Exzentrizitäten [18]	18
Abbildung 2.13	Knickfiguren [17]	19
Abbildung 2.14	Verlauf der Spannungstrajektorien bei fehlerhaften Fugen [16]	20
Abbildung 2.15	Aufbau des Großversuches zur Ermittlung der Knicklast (Skizze) [17]	21
Abbildung 2.16	Aufwölbungsarten von Betonfahrbahnen: Case (I) – durchgehend bewehrte Betonfahrbahn; Case (II) – Betonfahrbahn mit Fuge (Gelenk); Case (III) – an ein festes Widerlager angrenzende Betonfahrbahn [26]	22

Abbildung 2.17	Längskräfte in Betonfahrbahnen mit einem Gelenk: ohne Aufwölbung (oben); mit Aufwölbung (unten)[27]	23
Abbildung 2.18	Gleichgewichtszustände der Fahrbahn [27]	24
Abbildung 2.19	Gleichgewichtskurven und Längsdruckkräfte \tilde{N}_t für durchgehend bewehrte Betonplatten (mit und ohne Gelenk) [26]	25
Abbildung 2.20	Auswirkung von r_o^* und α auf ΔT_L bei einer durchgehend bewehrten Betonplatte (mit und ohne Gelenk) [26]	26
Abbildung 2.21	Längsdruckspannung in Abhängigkeit der mittleren Plattentemperatur für Messperiode 14 [55]	27
Abbildung 2.22	Zeitlicher Verlauf der Rechenwerte des Verformungsmoduls [55]	27
Abbildung 2.23	Zeitlicher Verlauf der Nullspannungstemperatur [55]	28
Abbildung 2.24	Spannungserhöhung im Fugenbereich [55]	29
Abbildung 3.1	Regelquerschnitt einer zweibahnigen Straße (Maße in m) [44]	31
Abbildung 3.2	Auszug aus der Tafel 2 der RStO 01 – Aufbau nach Zeile 3 - Bauklasse SV [46]	32
Abbildung 3.3	Wärmeleitfähigkeit von sandigem Erdreich im gefrorenen Zustand; in Abhängigkeit des Wassergehaltes und des spezifischen Trockengewichtes [28]	37
Abbildung 3.4	Wärmeleitfähigkeit von gefrorenen und nicht gefrorenen Böden (basierend auf Kersten) [15]	38
Abbildung 3.5	Spezifische Wärme von losem Erdreich in Abhängigkeit der Temperatur für 5 verschiedene Proben im trockenen Zustand ($w=0\%$) [28]	40
Abbildung 3.6	Spezifische Wärme pro Volumeneinheit für gefrorene und nicht gefrorene Böden in Abhängigkeit vom Wassergehaltes und der Dichte [15]	40
Abbildung 3.7	Mittlere tägliche Lufttemperatur, Minimal- und Maximalwerte (aus den Daten des ISFH)	44
Abbildung 3.8	Monatsganglinien der Lufttemperatur für 2003 (aus den Daten des ISFH) und der Normalwert für die Jahre 1961 - 1990 ermittelt vom DWD [11]	44
Abbildung 3.9	Tagesganglinie der Wärmestrahlung am 17.06.2003 und eines Tages im Juni bzw. Juli nach DIN 4710 [13]	46
Abbildung 3.10	Ganglinie der Globalstrahlung (ISFH) überlagert mit der Temperaturkurve für das Jahr 2003	47

Abbildung 3.11	Querschnittsmodell zur Ermittlung der Temperaturverteilung in der Betonplatte	49
Abbildung 3.12	Detail der Fugenausbildung; links: Vermaschung, rechts: Betonplatte und Dübellage	50
Abbildung 3.13	Tiefenlage der Plattenknoten	54
Abbildung 3.14	Bereich der Temperaturgradienten am 16.07.2003 der Variante "Warm"	56
Abbildung 3.15	Schematische Darstellung von Nullspannungstemperaturverläufen	58
Abbildung 3.16	Werte des Nullspannungstemperaturverlaufs A	60
Abbildung 4.1	3D- Modell der Betonplatten zur Berechnung der Beanspruchung infolge Temperatur	61
Abbildung 4.2	Fugbereich einer Plattenhälfte mit gekennzeichneter Fugenkontaktfläche (dunkelgrau)	64
Abbildung 4.3	Einfluß der Probenlänge auf die Last–Verschiebungskurve (links) und Spannungs–Dehnungslinie (rechts); nach [42]	66
Abbildung 4.4	Längenänderung einer Zugprobe im Nachbruchbereich [42]	67
Abbildung 4.5	Spannungs–Dehnungslinie eines einaxialen Druckversuches; nach [40]	68
Abbildung 4.6	Probenverkürzung [mm] im Nachbruchbereich (links), Spannungs–Dehnungslinien für verschiedene Probenhöhen (rechts); nach [42]	69
Abbildung 4.7	Festigkeit des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung [30]	70
Abbildung 4.8	Triaxiale Betonversagensfläche nach [36]	70
Abbildung 4.9	Definition der Bruchenergie [36]	72
Abbildung 4.10	Plastische Verformungen im Fugbereich der Betonplatten	73
Abbildung 4.11	Skizze des Schadensbildes [16]	73
Abbildung 5.1	Tagesverlauf der Verformung (überhöhte Darstellung)	76
Abbildung 5.2	Verformung der Knoten an der Plattenoberseite in z-Richtung über den Tag	77
Abbildung 5.3	Linke halbe Platte; dunkelgrau der Untersuchungsbereich	78
Abbildung 5.4	Maximalen Hauptspannungen im Tagesverlauf (Variante 5)	79
Abbildung 5.5	Minimale Hauptspannungen im Tagesverlauf (Variante 5)	80
Abbildung 5.6	Mittleren Hauptspannungen im Tagesverlauf (Variante 5)	81

Abbildung 5.7	Entwicklung der plastischen Verformungen über den Tag (Variante 5)	83
Abbildung 5.8	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse für alle 20 Nullspannungsverläufe	85
Abbildung 5.9	Verlauf der Hauptspannungstrajektorien bei mittig angreifender Last, σ_1 am Ende der Einleitungszone etwa bei $x = d$ [33]	86
Abbildung 5.10	Isobaren der Spannungen σ_y bei punktförmiger und verteilter Lasteinleitung (Druckzonen schraffiert). Angegeben sind die Werte σ_y/σ_0 mit $\sigma_0=P/b \cdot d$ [33]	88
Abbildung 5.11	Maximale Hauptspannungen im Längsschnitt (Plattenmitte; 15.00 Uhr) von der Fuge bis 25 cm dahinter; überlagert mit Trajektorien der Hauptspannungen in x-z-Ebene	89
Abbildung 5.12	Plastische Verformungen der Variante 19 bei Simulation eines Eckabbruchs	91
Abbildung 6.1	links: Detail der Fuge mit unterer Fugeneinlage (grau); rechts: Detail eines Längsschnittes der Fuge mit Fugeneinlage (grau)	94
Abbildung 6.2	Verformungen der Plattenoberseite in z-Richtung	95
Abbildung 6.3	Verformung der Betonplatte mit unterer Einlage über den Tag	96
Abbildung 6.4	Hauptspannungen für den Fugenbereich in Plattenmitte sowie Spannungstrajektorien (maximale (σ_1), mittlere (σ_2) und minimale (σ_3) Hauptspannungen)	97
Abbildung 6.5	Plastische Verformungen der Variante 19 mit unterer Einlage aus Beton (oben); unter Berücksichtigung der größten plastischen Verformung der Standardbauweise (unten)	98
Abbildung 6.6	Vergleich der Ergebnisse der alternativen Varianten mit der Standardbauweise	100
Abbildung 6.7	Skizze der Ausbildung einer kippsicheren unteren Einlage als T-Profil (Variante 1)	102
Abbildung 6.8	Mögliche Ausbildung der Einlagenoberkante	103
Abbildung 6.9	Ansicht und Schnitt einer in die Einlage eingesteckten Dübelhalterung	103

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1	Entwicklung der Betondecken beim Autobahnbau in Deutschland seit 1933 [17]	4
Tabelle 2.2	Maßgebende Temperaturgradienten (5 % der Nutzungsdauer) für das Näherungsverfahren Eisenmann/Westergaard [32]	17
Tabelle 3.1	Hydraulische und thermische Eigenschaften der häufigsten Locker- und Festgesteine in der Schweiz in Abhängigkeit des Wassergehaltes [49]	36
Tabelle 3.2	Wärmeübergangskoeffizient für unterschiedliche Teilflächen von Brücken bei einer Windgeschwindigkeit von 1,0 m/s [38]	42
Tabelle 3.3	Gesamt-Wärmeübergangskoeffizienten α_{ges} für Beton-Außenwände bei unterschiedlichen Windgeschwindigkeiten [38] vgl. auch bei Hamfler [21]	42
Tabelle 3.4	Wärmeübergangskoeffizient α in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit in Bodennähe [43]	42
Tabelle 3.5	Zusammenstellung der Materialkennwerte der Parameterstudie	52
Tabelle 3.6	Ergebnisse der Vergleichsuntersuchungen, Abweichung zur Temperatur der Referenzvariante 12 in %	53
Tabelle 3.7	Bewertung der Parameterstudie	55
Tabelle 4.1	Materialkennwerte	65

1 Einleitung

Die Verkehrswege von überörtlichen Straßen (Autobahnen, Bundesstraßen, Landes- und Kreisstraßen) werden hauptsächlich mit Deckschichten aus Asphalt oder Beton hergestellt. Der Anteil der Deckschichten aus Beton beträgt in Deutschland etwa 28 % [10], wobei der Großteil davon auf den Autobahnen eingebaut wird. Besonders in den Sommermonaten sind die Betonfahrbahnen neben den Verkehrsbeanspruchungen erheblichen zusätzlichen Beanspruchungen durch Temperatur und Sonneneinstrahlung ausgesetzt. In den Platten herrschen dann Temperaturgradienten, die sich, von dem bei der Erstarrung eingprägten Nullspannungsgradienten oder genauer dem Nullspannungstemperaturverlauf, unterscheiden. Dies bewirkt eine Ausdehnung der Platten (bei Erwärmung) oder eine Verkürzung (bei Abkühlung). Zusätzlich entsteht in der Platte, in Abhängigkeit vom Gradienten (positiv oder negativ), ein Aufwölben oder Aufschüsseln der Platten. Häufig kommt es dabei allein durch den Klimaeinfluss zur Schädigung der Platten. Als Folge resultiert daraus ein plötzliches Ausknicken der Platten im Fugenbereich oder ein sogenannter „blow-up“, das Aufeinanderschieben zerstörter Platten. Großmaßstäbliche Untersuchungen Anfang der 70er Jahre haben gezeigt, dass Betonfahrbahnen, die sich von den heute üblichen Betonfahrbahnen nur in der Dicke unterscheiden, eine etwa 3-fache Sicherheit gegen Ausknicken besitzen [16]. Dennoch kam es in den letzten drei Jahrzehnten immer wieder zu Schädigungen infolge von Temperaturbeanspruchungen und das nicht nur in außergewöhnlich warmen Sommern wie z.B. im Jahr 2003.

Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit das System Betonstraße unter möglichst realen Randbedingungen untersucht. Zunächst werden die inneren Vorgänge und die daraus resultierenden Schäden bestimmt. Darauf aufbauend werden Ideen zur Verbesserung der z. Zt. üblichen Bauweise entwickelt. Da ein großmaßstäblicher Versuch nicht möglich und auch nicht zielführend ist, wurden die Untersuchungen mit Hilfe der Methode der Finiten-Elemente durchgeführt.

Um das Ziel der Arbeit zu erreichen, wird zunächst die Temperaturverteilung in einem repräsentativen Regelquerschnitt (RQ 26) einer Straße bestimmt. Grundlage hierfür bilden Klimadaten aus dem Jahr 2003. Zusätzlich werden die einzelnen Materialeigenschaften des Betons und der ungebundenen Baustoffe recherchiert, die eine Auswirkung auf den Wärmefluss haben. Durch eine Parameterstudie der beeinflussenden Werkstoff- und Klimaeigenschaften an einem zweidimensionalen Finite-Elemente-Modell wird der Tag ermittelt, in dessen Verlauf die höchsten Betontemperaturen erreicht werden. Dieser bildet die Grundlage für die folgenden Untersuchungen. Zur weiteren Analyse der Betonfahrbahn werden aus der Literatur realistische Nullspannungsverläufe für die Betonplatte entnommen und zusammen mit

den zuvor berechneten Temperaturen in ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell implementiert. Die so berechneten Verformungen, Spannungen und plastischen Schäden geben Aufschluss über die Auswirkungen einzelner Parameter, wie z.B. die Erstarrungstemperatur, die klimatischen Randbedingungen und mögliche Nachbehandlungsmethoden. Aus den gewonnenen Erkenntnissen wird ein Konzept entwickelt, wie die zuvor ermittelten großen Beanspruchungen der Betonplatten vermindert werden können. Um einen Vergleich mit der Standardbauweise herzustellen, erfolgt für dieses Modell ebenfalls eine Berechnung der Verformungen, Spannungen und plastischen Schäden. Durch dieses Konzept können die in der Betonplatte auftretenden thermischen Beanspruchungen wesentlich minimiert werden, indem die Druckspannungen reduziert und Umlenkkräfte vermieden werden. Als Folge dieser minimierten Beanspruchung kann die Gefahr von plastischen Verformungen somit ausgeschlossen werden.

2 Stand der Forschung

2.1 Entwicklung im Betonstraßenbau

In Deutschland werden seit etwa 1888 Betonstraßen gebaut. Diese wurden in Anlehnung an die bis dahin im Asphaltbau gebräuchliche Makadambauweise [52] als sogenannte „Zementmakadam“ hergestellt. Bereits Anfang des 20. Jahrhunderts erkannte *Kieserling* die Notwendigkeit von Dehnungsfugen zur Vermeidung von Rissen im Beton und ließ sich diese patentieren. Fortan wurden Dehnungsfugen als Pressfugen im Abstand von 6 bis 10 m bei der Herstellung im Feld-über-Feld-Verfahren hergestellt. In den nachfolgenden Jahren wurden dann zur Rissvermeidung auch in breiten Fahrbahnen Längsfugen angeordnet und ein einheitlicher Querfugenabstand von 10 m eingehalten. Ebenfalls gab es erste Änderungen in der Fugenausbildung, indem nun keine Press- sondern Raumfugen angeordnet wurden. Mit dem Bau der Reichsautobahnen ging ein starker Aufschwung des Betonstraßenbaus einher sowie die Einführung des ersten „Merkblatt für Betonstraßenbau.“ [17] Die technische Entwicklung des Betonstraßenbaus in Deutschland seit 1933 ist in der Tabelle 2.1 zusammengefasst. Hierin ist zu sehen, dass die größten Veränderungen in der Plattendicke, in der Anzahl und Ausbildung der Fugen und im Stahlanteil lagen. Die Plattendicke betrug immer über 20 cm und wurde mit Wechseln in den Querfugenabständen größer und kleiner. Die heutigen Platten werden nach den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB01) [64]“ und den „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen (RStO 01) [46]“ in Dicken von 24 bis 30 cm hergestellt. Ab 1972 wurde in Deutschland keine Bewehrung mehr eingelegt, da die auftretenden Zugspannungen durch eine einheitliche Begrenzung der Plattenlänge auf 5 m ausreichend klein gehalten werden. Im Gegensatz dazu werden im Ausland noch heute bewehrte lange Platten oder kontinuierlich bewehrte Decken gebaut [50]. Auch in Deutschland gibt es aktuell wieder Untersuchungen und Versuche zu durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen.

Zur Vermeidung von „wildem Rissen“ wurden zunächst Pressfugen angeordnet, wie sie beispielhaft in Abbildung 2.1 dargestellt ist.

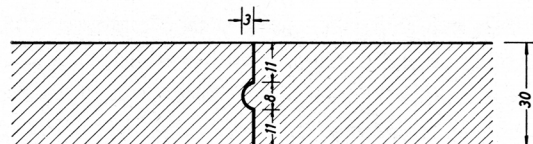


Abbildung 2.1 Ausbildung einer Pressfuge [47]

Tabelle 2.1 Entwicklung der Betondecken beim Autobahnbau in Deutschland seit 1933 [17]

Jahr	Decken- dicke [cm]	Querfugenabstände		Be- wehrung [kg/m ²]	Dübel Anker	Druck- festigkeit ⁸⁾ [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit ⁸⁾ [N/mm ²]	Zementgehalt mind.	
		Scheinfugen [m]	Raumfugen [m]					Oberbeton [kg/m ³]	Unterbeton [kg/m ³]
1933	25	keine	20	2,5	nein	40	4	350	350
1934 ¹⁾	25	keine	10 bis 20	2,5	nein	33	3,3	350 bis 400	300
1935 ¹⁾	25	keine	15;17 und 20 ²⁾	2,5	empfohlen	33	3,3	350 bis 400	270
1936 ¹⁾	20	keine	20	2,5	ja	33	3,8	300 bis 350	300
1937 ⁴⁾	22	10	30 ³⁾	keine	teilweise	37	4,5	300 bis 350	300
1939 ⁴⁾	22	10 bis 12,5	30 bis 37,5 ³⁾	2,5	ja	37	4,5	300 bis 350	300
1940	22	keine	6 bis 15	2	teilweise	37	4,5	350 bis 400	300
1952 ⁵⁾	22	keine	10 bis 15	2	ja	37	4,5		
1956 ⁶⁾	22 bis 24	10	30 bis 50	2	ja	45	5,5		
1963 ⁶⁾	22 bis 24	7,5	100	3	ja	40	5,5		
1972 ⁷⁾	22	5							
1978 ¹⁰⁾	20 bis 24	5	nur vor Bauwerken	nein	ja	40,0 ⁹⁾	5,5		
1990 ¹¹⁾	22 bis 26	5							≥ 340
ab 2001	24 bis 27 ¹³⁾	5							≥ 350 ¹²⁾

Richtwerte 330 bis 350

Neben der dargestellten Bauweise mit Nut und Feder war auch die Ausbildung mit einem Sinusprofil üblich. Diese Fugenart eignete sich besonders bei der angewandten Herstellungsmethode, bei der Feld über Feld betoniert wurde. Bevor die zweite Betonplatte an die erste heranbetoniert wird, wurde an der Kontaktfläche eine Papplage oder ein Bitumenanstrich vorgesehen. So war es möglich, die auftretenden Zugspannungen durch Schwinden und die daraus resultierenden „wilden“ Risse zu vermeiden. Allerdings traten dadurch an den Fahrbahnen durch Quellen des Betons sehr große Druckspannungen auf, die durch diese Fugenart nicht abgebaut werden konnten. Zur Vermeidung solcher Schäden wurden Raumfugen durch Einstellen von Holzbrettern in der Fahrbahn erzeugt (Abbildung 2.2).

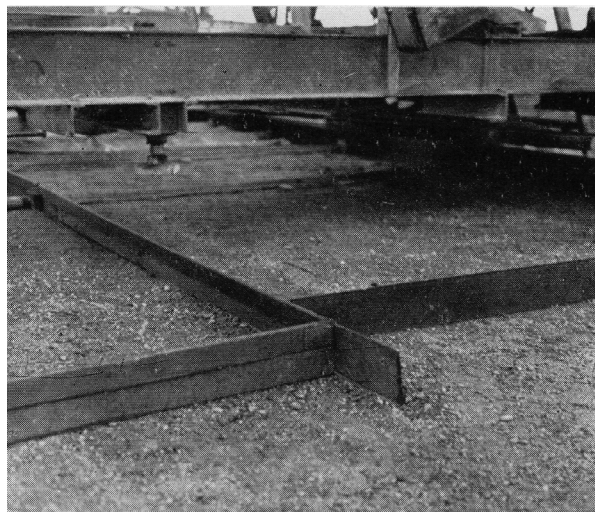


Abbildung 2.2 Aufgestellte Fugeneinlagen (Raumfugen) [6]

Fußnoten zu Tabelle 2.1

- 1) Erste „Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen“ (RAB)
- 2) Alternierend
- 3) Raumfuge - Scheinfuge - Scheinfuge - Raumfuge
- 4) „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken der Reichsautobahnen“
- 5) „Merkblatt für den Bau von Betonfahrbahndecken“
- 6) „Richtlinien für den Bau von Betonfahrbahndecken“ (RAB)
- 7) „Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (TV Beton 72)
- 8) Mindestwerte nach 28 Tagen (DIN 1048); Biegezugfestigkeit unter Einzellast
- 9) entsprechend B 35 (DIN 1045)
- 10) „Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (ZTV Beton-StB 78)
- 11) „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (ZTV Beton-StB 93); Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 86, Ergänzung 1989)
- 12) ZTV Beton-StB 01
- 13) RStO 01: Bauweise mit Geotextil bzw. $h = 26$ bis 30 cm bei der Bauweise mit Schottertragschicht

Mit voranschreitender Fertigungstechnik kamen neue Methoden der Fugenherstellung zum Tragen. Zunächst wurden zur Lagesicherung Dübeln und Ankern zur Übertragung von Kräften zwischen den einzelnen Platten angeordnet. Des Weiteren wurden nach und nach die Instandhaltungsintensiven Raumfugen durch Scheinfugen ersetzt.

Scheinfugen „scheinen“ über die gesamte Dicke der Decke durchgehende Fugen zu sein, sind aber nur Kerben an der Oberseite der Decke, die bei der Fertigung der Decke hergestellt werden. In diesen Kerben reißt die Decke, wenn bei Abkühlung und Schwinden des Betons Zugspannungen infolge der Reibung der Decke auf der Unterlage auftreten, die der Beton nicht mehr aufnehmen kann. Scheinfugen sind also Sollbruchstellen in der Betondecke, durch die sich einzelne Platten ergeben. (Grüning, Schuster [20])

Diese Bauweise hat sich bewährt und wird auch heute praktiziert, wobei Raumfugen noch vor Bauwerken angeordnet werden, um z.B. die resultierenden Längsdruckkräfte nicht in das Auflager einer Brücke zu übertragen. In Abbildung 2.3 sind einige Bauformen zusammengestellt.

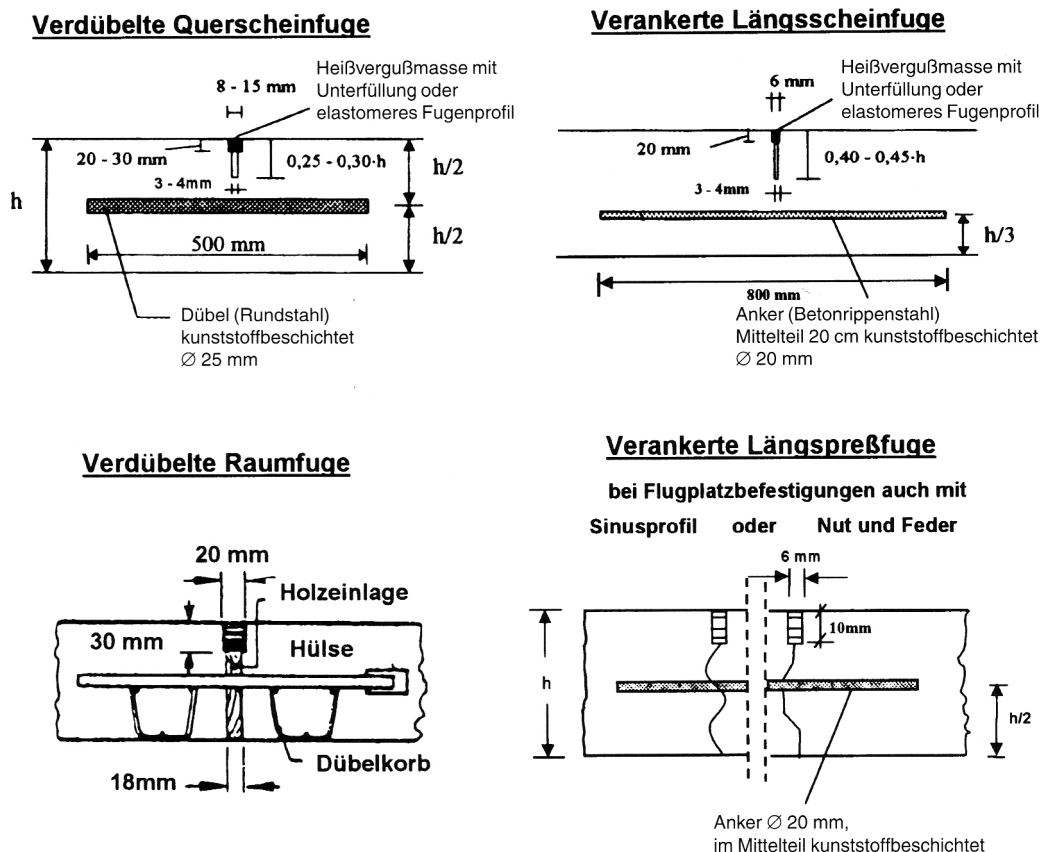


Abbildung 2.3 Fugenausbildung [17]

Die heutigen Bauweisen zeichnen sich durch Betondecken mit einer Dicke von 16 bis 30 cm aus. In diese werden Quertugen mit Dübeln im Abstand von 5 m und Längsfugen mit Ankern im Abstand von maximal 5 m (auf die Fahrstreifen angepasst) eingeschnitten. Als Bauweise werden die Betondecken auf hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) mit einem Vlies als Zwischenlage oder auf Schottertragschicht (TOB) ohne Zwischenlage hergestellt.

2.2 Thermisch induzierte Spannungen in Betonfahrbahnen

Betonfahrbahnen werden nicht nur durch den Verkehr beansprucht, sondern auch in großem Maße durch thermische Belastungen. Die thermischen Belastungen resultieren zum einen aus den durch das Klima induzierten Temperaturänderungen, wie Lufttemperatur und Sonnenstrahlung, zum anderen aber auch durch freiwerdende Energien während der exothermen Reaktion der Hydratation. Auf beide Arten der Temperaturbelastungen von Betonfahrbahnen soll im Folgenden eingegangen und ihre Reaktionen in der Fahrbahn dargestellt werden.

2.2.1 Beanspruchung aus Temperatur in der Hydratationsphase

Die Hydratationswärme des Zements führt innerhalb der ersten Tage zu einer mehr oder weniger großen Erwärmung des Betons. Die Temperaturerhöhung fördert die Festigkeitsentwicklung des Betons, aber auch die Möglichkeit der Rissbildung. Unmittelbar nach dem ersten Kontakt des Zements mit Wasser beginnt an der Grenzfläche zwischen Zementkorn und Wasser eine chemische Reaktionen, die als Hydratation bezeichnet wird. Hierbei entstehen sogenannte Hydratphasen, die sich in dem mit Wasser gefüllten Porenraum ausbreiten. Dabei lassen sich nach *Grube* insgesamt drei Reaktionsstufen unterscheiden (s. Abbildung 2.4) [19].

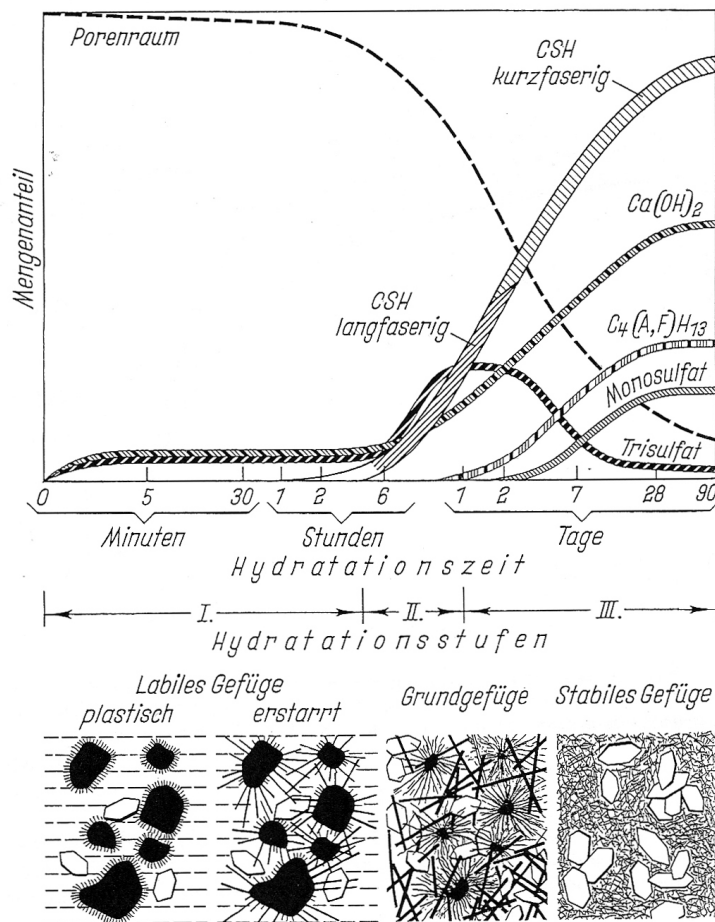


Abbildung 2.4 Schematische Darstellung der Bildung der Hydratphasen [19]

Nach Grube [19] sind die drei Stufen durch folgende Reaktion gekennzeichnet:

- Die erste Stufe ist gekennzeichnet durch eine in den ersten Minuten ablaufende stürmische Reaktion. Bei dieser bilden sich insbesondere feinkörniger Ettringit ($Trisulfat, 3 CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3 CaSO_4 \cdot 32 H_2O$) auf den Klinkerkörnern und Calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$). Die dabei entstehende Wärme führt direkt zu einer Erhöhung der Frischbetontemperatur um ca. 1 bis 3 K. Anschließend kommen die Reaktionen in der sogenannten „Ruheperiode“ weitgehend zum Stillstand. Die Konsistenz des Frischbetons ändert sich innerhalb der ersten Stunden in Form eines leichten Ansteifens. In dieser Zeit ist der Frischbeton verarbeitbar.
- Die zweite Stufe, welche nach etwa 2 bis 3 Stunden einsetzt, ist gekennzeichnet durch das Wachstum zunächst lang-, dann kurzfasriger Calciumsilicathydrate (CSH) und von weiterem Ettringit. Bei der Bildung der Calciumsilicathydrate wird Calciumhydroxid freigesetzt. Die Hydrate überbrücken zunehmend den wassergefüllten Raum zwischen den Zementkörnern und bewirken dadurch das

Erstarren des Betons und den Beginn der Erhärtung. In dieser Phase (ca. 6 bis 12 Stunden nach dem Anmischen mit Wasser) wird bei allen Normzementen die größte Wärmemenge/Zeiteinheit freigesetzt. Für die spätere Festigkeit und Dichtigkeit des Gefüges ist ein ungestörtes langfaseriges Wachstum des Calciumsilikathydrats innerhalb dieser ersten 24 Stunden, bei möglichst wenig erhöhter Temperatur, vorteilhaft.

- Die dritte Hydratationsstufe umfaßt den Zeitraum von rund einem Tag bis zur vollständigen Hydratation. Dabei werden die noch vorhandenen wassergefüllten Poren zunehmend mit Calciumsilikathydrat und Calciumaluminathydrat ausgefüllt. Das Gefüge wird dichter und nimmt an Festigkeit zu. Erhebliche Mengen Calciumhydroxid fallen in kristalliner Form im Gefüge aus. Der Ettringit wird zu einer sulfatärmeren Variante des Calciumaluminatsulfathydrats umgewandelt, dem sogenannten Monosulfat.

Bei diesem exothermen Vorgang wird die Hydrationswärme H_W (kJ/kg Zement) frei. Ist die Summe der im Bauteil entstehenden Wärmemenge größer als die abfließende, so erhöht sich die Temperatur des Betons. Dieses ist vor allem bei massigen Bauteilen der Fall. Gleichzeitig führen höhere Frischbeton- bzw. Umgebungstemperaturen zu einer höheren Frühfestigkeit, die wiederum eine rascher ablaufende Hydratation und somit eine raschere Freisetzung von Wärme zur Folge hat [63].

Eisenmann und *Leykauf* [17] haben in der Abbildung 2.5 sowohl den Verlauf der Temperatur, wie auch die Entwicklung der Zugspannung in einem zeitlich überlagerten Diagramm dargestellt. Die Temperaturkurve zeigt den starken Anstieg infolge der exothermen Reaktion und der evtl. vorherrschenden Sonneneinstrahlung. Durch die Erwärmung in dieser Phase dehnt sich der Beton aus und es können im Beton geringe Druckspannungen entstehen. Diese werden jedoch in der „Grünphase“ des Betons und auch danach aufgrund des vornehmlich plastischen Verhaltens abgebaut und sind nicht vorhanden oder wenn nur sehr gering. Zum Zeitpunkt der beginnenden Abkühlung ist der Beton soweit erhärtet, dass sich Zugspannungen im Beton aufbauen.

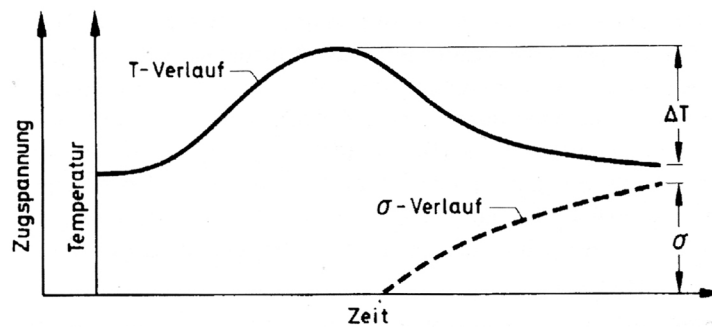


Abbildung 2.5 Temperaturverlauf in Betondeckenmitte unmittelbar nach der Herstellung infolge der Hydratationswärme und zugeordneter Verlauf der Zugspannungen bei einer an den Enden festgehaltenen Platte [17]

2.2.2 Der Nullspannungstemperaturverlauf bzw. -gradient

Da die genaue Bestimmung des Temperaturverlaufes über die Tiefe aufwändig ist, wird häufig lediglich der Temperaturgradient bestimmt. Dieser ermittelt sich aus der Differenz der Oberflächentemperatur und der Temperatur an der Unterseite.

Weil dem Verlauf der Nullspannungstemperatur bei den nachfolgenden Untersuchungen eine große Bedeutung zukommt wird im Folgenden näher auf diesen eingegangen. Für die Entstehung von Spannungen im Beton ist der Nullspannungstemperaturverlauf über die Plattendicke entscheidend. Der Nullspannungstemperaturverlauf ist der Temperaturverlauf, bei dem die Betonplatte zwang- und eigenspannungsfrei ist. Da sich sowohl an den Rändern, wie auch im Kern der Fahrbahn die Nullspannungstemperatur mit dem Fortschreiten der Hydratation verändert, ändert sich in dieser Phase auch der Nullspannungstemperaturverlauf ständig. Für die Bestimmung der auftretenden Zwangs- und Eigenspannungen der ausgehärteten Betonplatte ist der Zustand zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns entscheidend. Mangold [38] hat dazu Betrachtungen für allgemeine Betonbauteile während der Hydratation angestellt. In Abbildung 2.6 ist der Temperaturverlauf $T(t)$ in Abhängigkeit von der Zeit t dargestellt. Die beiden Punkte T_{N1} und T_{N2} beschreiben dabei zwei spezielle Punkte, bei denen die momentane Betonspannung gerade „Null“ ist. Tatsächlich gibt es aber zu jeder Zeit (also bei jedem Temperatur- und Spannungszustand des Betons) eine Temperatur $T_N(t)$, bei der die aktuelle Spannung $\sigma(t)$ zu Null abgebaut wird (vgl. Abbildung 2.6). Druckspannungen treten immer dann auf, wenn bei behinderter Verformung eine höhere Betontemperatur als die derzeitige Nullspannungstemperatur vorhanden ist. Umgekehrt treten Zugspannungen auf, wenn die Temperatur des Betons niedriger ist.

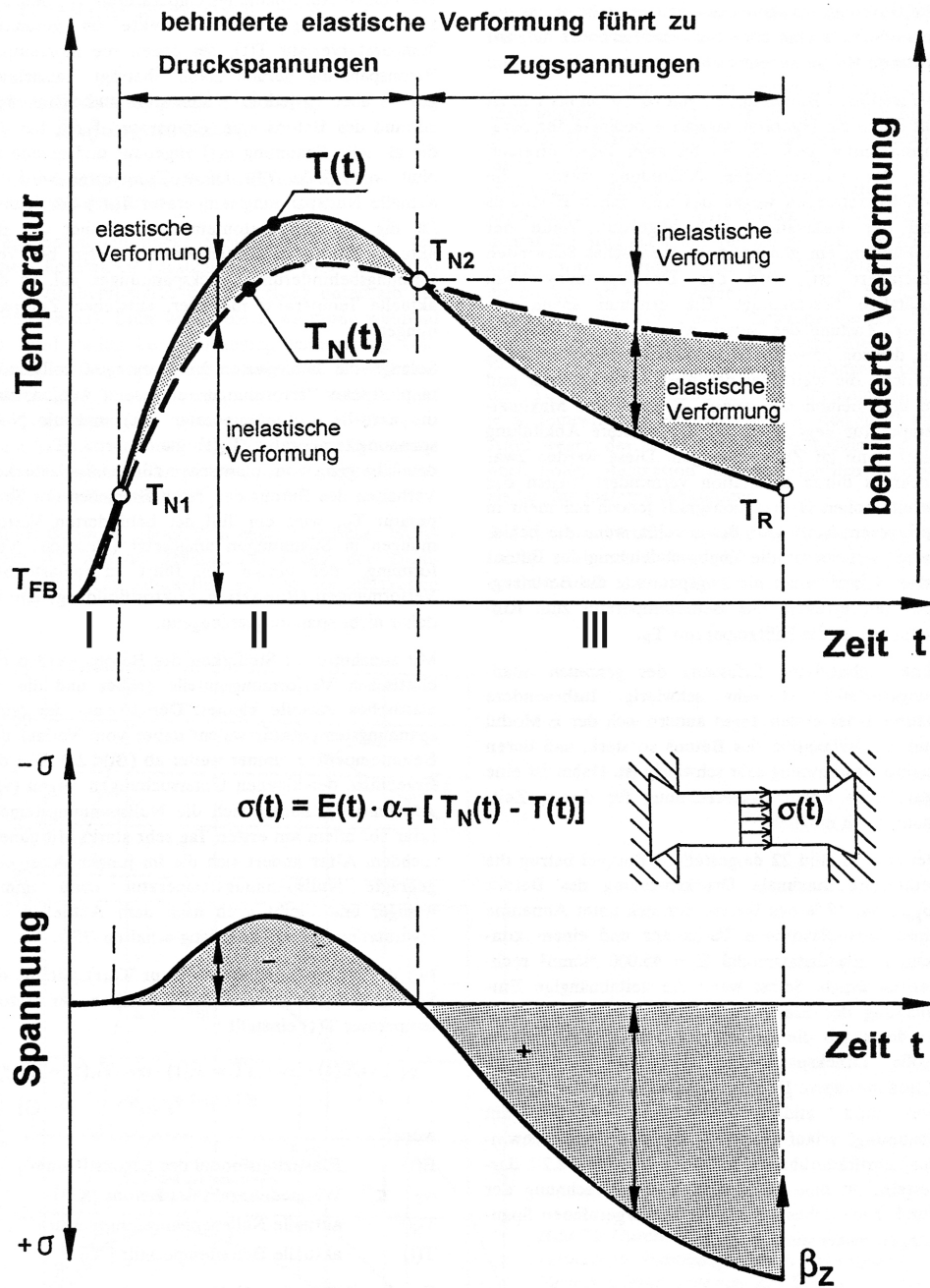


Abbildung 2.6 Durch die Hydratationswärme verursachter Verlauf der Betontemperaturen (T), Spannungen (σ) und Nullspannungstemperaturen (T_N) bei Verformungsbehinderung, sowie elastische (spannungserzeugend) und inelastische Anteile (nicht spannungserzeugend) an der behinderten Verformung [38]

In der ersten Phase der Hydratation (in welcher der Beton noch verarbeitbar ist) werden die behinderten Verformungen vollständig in plastische Verformungen umgesetzt, hier verlaufen die Betontemperatur $T(t)$ und der Nullspannungstemperaturverlauf $T_N(t)$ identisch. Die gekennzeichnete Stelle T_{N1} stellt den Übergang vom plastischen zum

viskoelastischen Stoffverhalten des Betons dar, denn ab diesem Zeitpunkt entstehen im Beton aus der behinderten, elastischen Verformung Druckspannungen. Ein Großteil der Verformungen ist aber inelastisch, z.B. durch Relaxation und Mikrorissbildung und trägt deshalb nicht zur Spannungserzeugung bei.

Die Nullspannungstemperatur T_{N2} kennzeichnet den Schnittpunkt der beiden Temperaturkurven infolge des Wärmeabflusses aus dem Beton. Ab jetzt liegt die reale Betontemperatur über der Nullspannungstemperatur, zudem weichen die beiden Temperaturkurven immer weiter voneinander ab, weil mit zunehmender Steifigkeit des Betons die elastischen Verformungsanteile größer und die inelastischen Anteile kleiner werden. Mit dem Ende der Hydratation ändert sich die eingeprägte Nullspannungstemperatur nicht mehr und bleibt im Beton erhalten.

Für die Ermittlung der Spannung $\sigma(t)$ zu einer Nullspannungstemperatur gibt *Mangold* [38] folgende Formel an:

$$\sigma(t) = E(t) \cdot \alpha_T \cdot [T_N(t) - T(t)] \quad (2.1)$$

mit

$E(t)$	Elastizitätsmodul [N/mm ²]
α_T	Wärmedehnzahl des Beton [K ⁻¹]
$T_N(t)$	aktuelle Nullspannungstemperatur [°C]
$T(t)$	aktuelle Betontemperatur [°C]

Zur Bestimmung der Spannungssituation in den Deckenplatten von Betonfahrbahnen ist der vorherrschende Nullspannungstemperaturverlauf von entscheidender Bedeutung. Wie oben beschrieben ist dieser abhängig von zahlreichen Faktoren, wie z.B. der Zementart, -menge, dem Wasserzementwert und anderen herstellungsspezifischen Größen. Zudem hat das Klima, also die äußeren Gegebenheiten, einen großen Einfluss auf die Ausbildung des Temperaturverlaufs. Einen weiteren wichtigen Faktor stellt die Nachbehandlung der Oberfläche dar, die nachfolgend behandelt wird.

Die genaue messtechnische Bestimmung des Nullspannungstemperaturverlaufs ist nicht problemlos bzw. gar nicht möglich [32]. Es gibt zahlreiche Versuche und Untersuchungen, in denen die Temperatur über den Querschnitt gemessen wurde. Diese eindeutig mit dem Erstarrungsbeginn in Einklang zu bringen, ist nicht ohne weiteres möglich. Außerdem besitzt der Beton in den ersten Tagen ein höheres Relaxationsvermögen, welches die genaue Bestimmung des Gradienten zusätzlich erschwert. Nach *Hiller* [23] ergeben sich aufgrund der Relaxation z.B. für einen jungen Beton etwa 60 % kleinere Spannungen nach einer Belastungszeit von 4 Tagen. In Bezug auf temperaturbedingte Spannungen ist ein Abbau um bis zu 50 % auch im erhärteten Beton möglich, allerdings

ist die Relaxation um so ausgeprägter, je langsamer die Beanspruchung, d.h. der Temperaturwechsel aufgebracht wird.

Springenschmid und *Beckhaus* [3] beschreiben Versuche, bei denen Betonproben bestimmte Nullspannungstemperaturverläufe eingeprägt wurden, um so die Auswirkung der Vorspannung auf die Biegezugfestigkeit zu bestimmen. Dabei konnte nachgewiesen werden, dass die Biegezugspannungen durch thermische Vorspannung um 1 bis 3 N/mm² erhöht werden.

Zachlehner [61], [62] hat in Freiversuchen an mehreren gewählten Aufbauten von Verkehrsflächen sowohl den Temperaturverlauf über die Höhe, wie auch die Verformungen und Verschiebungen der Fahrbahnteile dokumentiert. Aus dem zeitlichen Verlauf der Zwang- und Eigenspannungen ermittelt er iterativ den Zeitpunkt des Nullspannungstemperaturgradienten und legt diesen seinen weiteren Berechnungen zu Grunde. Weitere Untersuchungen von *Hiller* und *Springenschmid* zum Einfluss der Temperatur während der Nachbehandlung von Betondecken [24] ergeben eine Beschreibung für die Entwicklung des Nullspannungstemperaturverlaufes bei unterschiedlichen Umwelt- und Fertigungsbedingungen (s. Abbildung 2.7).

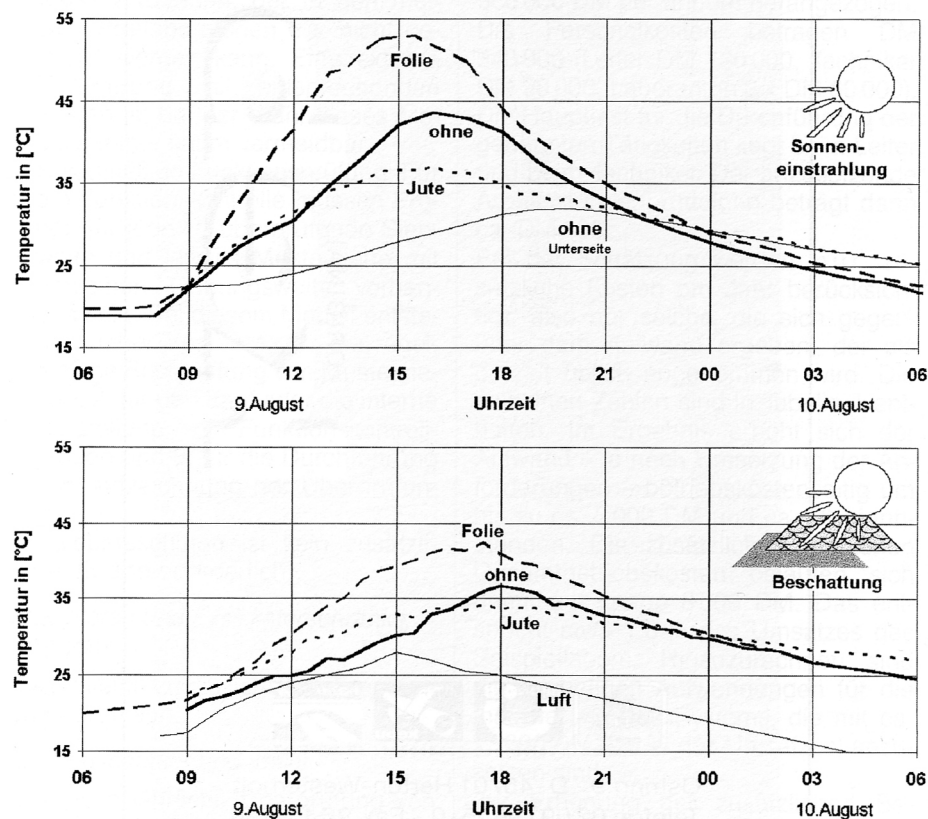


Abbildung 2.7 Temperatur an der Oberseite der Betonbalken bei Sonneneinstrahlung und bei Beschattung [24]

In Freiversuchen wurden zunächst die maximalen Temperaturen an der Ober- und Unterseite bestimmt. Es zeigte sich der zu erwartende Unterschied in der maximalen Oberflächentemperatur, während die Temperaturen an der Unterseite in allen Fällen einen identischen Verlauf aufwiesen.

In Abbildung 2.8 sind für einen nicht nachbehandelten Betonbalken aus der Versuchsreihe exemplarisch eine Reihe von Momentaufnahmen des Temperaturverlaufs sowie der Nullspannungstemperaturgradient dargestellt. Der Gradient stellt sich etwa 8 bis 12 Stunden nach dem Betonieren ein, sobald der Beton seine endgültige Gestalt erlangt hat.

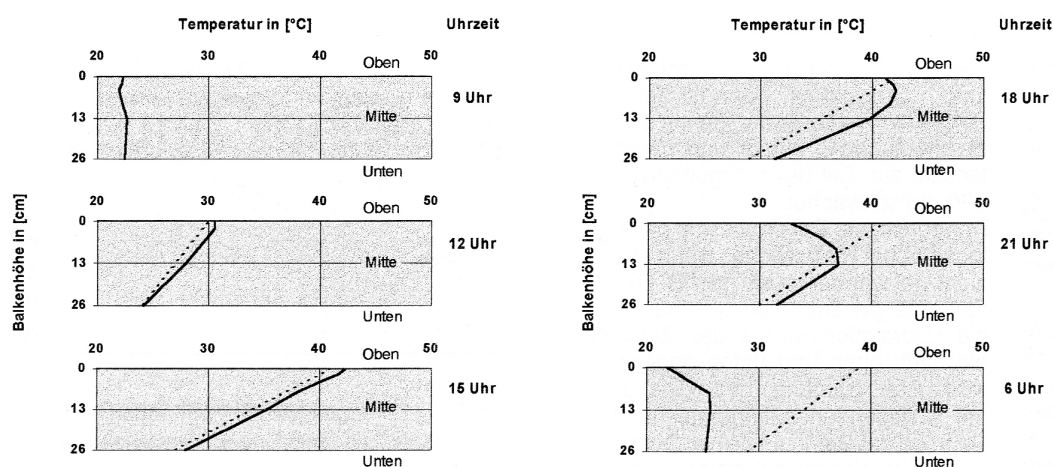


Abbildung 2.8 Temperaturverläufe an nicht nachbehandelten Betonbalken bei Sonneneinstrahlung – Betoneinbau um 6 Uhr (gestrichelte Linie = Nullspannungstemperaturgradient; durchgezogene Linie = aktueller Temperaturverlauf) [24]

Resultierend aus allen Einzelversuchen ergibt sich für die unterschiedlichen klimatischen bzw. fertigungstechnischen Randbedingungen ein Einfluss auf den Verlauf der Nullspannungstemperatur über die Dicke der Betondecke. Diese Verläufe sind in Abhängigkeit von den äußeren Gegebenheiten schematisch in der Abbildung 2.9 zusammengestellt.

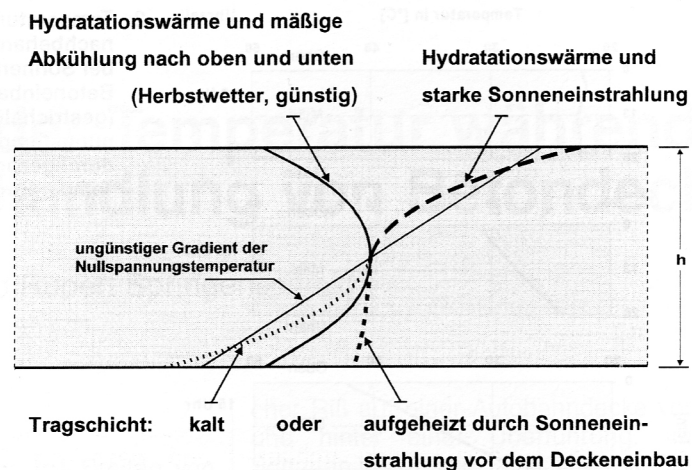


Abbildung 2.9 Einflüsse auf die Nullspannungstemperatur (schematisch) [24]

Der ungünstigste Fall einer großen Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite stellt sich z.B. dann ein, wenn in den frühen Morgenstunden auf eine kalte Unterlage betoniert und die Oberseite zudem durch die Sonneneinstrahlung erwärmt wird. Dem Beton wird hierdurch an der Unterseite Energie entzogen und an der Oberfläche zugeführt. Unter klimatischen Bedingungen oder entsprechender Nachbehandlung kann ein Wärmefluss sowohl in den Unterbau, wie auch an die Umgebung, erfolgen. Dieses bedingt einen günstigen Nullspannungstemperaturverlauf, der sich im Beton einstellt. Durch das Betonieren auf einen warmen Untergrund kann ebenfalls ein günstiger Verlauf erreicht werden, da weniger Energie in den Untergrund abfließt.

In einem weiteren Artikel betrachten *Springenschmid* und *Fleischer* [51] den Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit auf Straßenbeton. Sie kommen zu dem Schluss, dass ein über den Querschnitt linearer Nullspannungsverlauf in der Realität nie auftritt. Es wird vielmehr ein positiver Nulltemperaturverlauf in die Platte eingeprägt, wenn ein vormittags eingebauter Beton durch Sonneneinstrahlung von oben erwärmt wird. Dagegen ein negativer, wenn auf eine bereits aufgewärmte Unterlage betoniert wird. Dieser Effekt wird (u.a.) durch eine Nassnachbehandlung noch verstärkt (Abbildung 2.10).

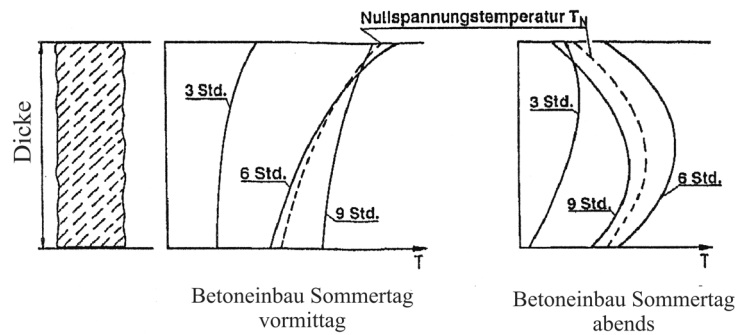


Abbildung 2.10 Temperaturgradient 3 bis 9 Stunden nach dem Einbau und Nullspannungstemperaturgradienten in Betonplatten [51]

Die in Betonfahrbahnen auftretenden Temperaturgradienten liegen zwischen $+0,8 \text{ K/cm}$ und $-0,4 \text{ K/cm}$, deshalb erscheint es für *Springenschmid* und *Fleischer* sinnvoll, einen Nullspannungstemperaturverlauf zwischen diesen Grenzwerten anzunehmen (Abbildung 2.11).

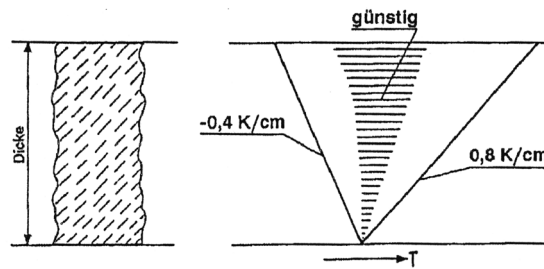


Abbildung 2.11 Günstiger Bereich für Nullspannungstemperaturverläufe in Betonplatten [51]

Unter Berücksichtigung der Feuchteänderung in Betonplatten, kommen die Autoren zu dem Schluss, dass nicht ein mittlerer, sondern ein eher negativer Temperaturgradient von Vorteil ist. Quellen und Schwinden infolge einer Änderung des Wassergehaltes führen somit nicht zu Zugspannungen in den Randzonen.

Abschließend bleibt festzuhalten, dass die von *Lechner* [32] durchgeführten Untersuchungen einen maximalen Temperaturgradienten für dünne Betonplatten, wie sie Betonfahrbahnen darstellen, von $0,9 \text{ K/cm}$ bestätigten. In Abhängigkeit von der Dicke der Betondecke verringert sich der Temperaturgradient und nähert sich bei sehr dicken Befestigungen einem Gradienten von $0,4 \text{ K/cm}$ asymptotisch an. In Tabelle 2.2 sind die Temperaturgradienten in Abhängigkeit der Plattendicke zusammengefasst.

Tabelle 2.2 Maßgebende Temperaturgradienten (5 % der Nutzungsdauer) für das Näherungsverfahren Eisenmann/Westergaard [32]

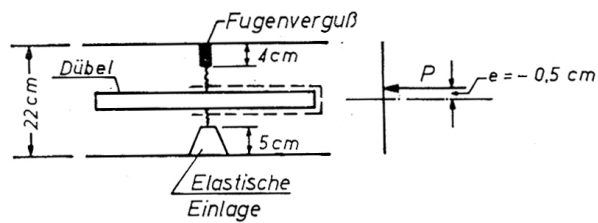
Deckenstärke	200mm – 220mm	220mm – 240mm	240mm – 270mm	270mm – 310mm	310mm – 440mm	>440mm
t(5 %) [K/cm}	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Es ergibt sich hieraus ein Hinweis auf den maximal in einem Bauteil zu erwartenden Temperaturgradienten. Der exakte Verlauf der Nullspannungstemperatur ist von zahlreichen Faktoren (Umwelteinflüsse, Nachbehandlungsart) abhängig.

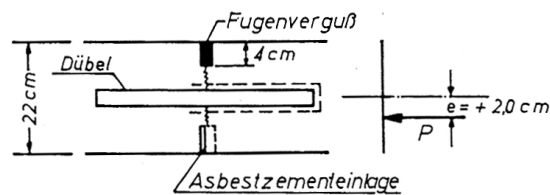
2.3 Knicken infolge kritischer Längsdruckkräfte und „blow-up“

Bedingt durch die Temperaturänderungen, verkürzen oder verlängern sich die Betonplatten. Bei einer Verkürzung werden die vom Beton aufnehmbaren Zugspannungen überschritten. Durch die Anordnung von Fugen wird verhindert, dass unkontrolliert Risse entstehen. Im anderen Fall treten bei einer Verlängerung, d.h. einer Erwärmung, in den heute üblicherweise raumfugenlos hergestellten Betondecken, Druckkräfte auf. Aus dem Anteil der gleichmäßigen Erwärmung entstehen in der Platte nur zentrische Zwangsspannungen (*Mangold* [38]). Diese Längsdruckkräfte können, wenn sie groß genug werden, ein Ausknicken der Platten bzw. einen sogenannten „blow-up“ zur Folge haben. Als „blow-up“ wird die horizontale Bewegung der Betonplatte mit plötzlicher Aufwölbung und Bruch bezeichnet [4]. Diese Vorgänge können durch einen zusätzlichen Temperaturgradienten noch verstärkt werden, allerdings hat die in der Platte wirkende Druckkraft auch eine positive Auswirkung auf die durch den Verkehr erzeugten Belastungen in den Betonplatten.

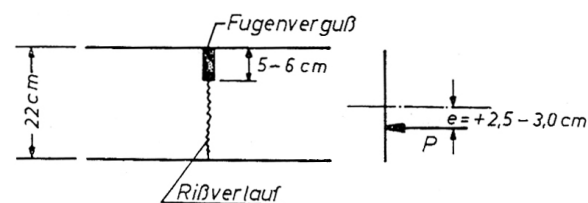
Eisenmann und *Gnad* [16] haben von 1969 bis 1972 in einem Großversuch die Knickkräfte verschiedener Betonstraßen und Fugenausbildungen bestimmt. Insgesamt umfasste die Versuchsserie vier unterschiedliche Fahrbahnaufbauten. Hierbei handelte es sich um Bauweisen mit Plattendicken von 21 und 16 cm, die teilweise mit verdübelten Querscheinfugen im Abstand von 5 und 7,5 m hergestellt wurden. Bei zwei Bauweisen wurde zusätzlich eine elastische untere Fugeneinlagen zusammen mit einer Bewehrung von 3 kg/m² eingelegt. Durch die Integration der Straßenabschnitte in einen unverschieblichen Spannbetonrahmen konnten die absoluten Verschiebungen bzw. Drücke gemessen werden. Zudem erfolgte eine messtechnische Erfassung der Bewegung des Rahmens während der Versuche. Vorüberlegungen ergaben zwei mögliche Versagensformen. Die gerissene Fuge wurde dabei jeweils als Gelenk angenommen, an dem keine Biegemomente übertragen werden können. In Abhängigkeit von der Exzentrizität bildet sich ein Eulerfall II (Krafteinleitung unterhalb der Null-Linie; die Null-Linie entspricht einer gedachten Linie durch den Schwerpunkt) oder ein Eulerfall I (Krafteinleitung oberhalb der Null-Linie) aus.



a: Scheinfuge mit elastischer Einlage unten



b: Scheinfuge mit starrer Einlage unten



c: Scheinfuge ohne Einlage unten (amerikanische Ausführung)

Abbildung 2.12 Ausbildung von Scheinfugen und daraus resultierende Exzentrizitäten [18]

Die Exzentrizität der Kraftübertragung resultiert aus der Ausbildung der Scheinfuge. In der Abbildung 2.12 sind drei der zum Zeitpunkt der Untersuchungen üblichen Konstruktionen abgebildet. Unter Berücksichtigung der verwendeten Materialien und Schnitttiefen der Fugen ergeben sich die positiven und die negativen Exzentrizitäten. Die heutigen Fugen werden entsprechend der damaligen amerikanischen Ausführung, allein durch einen Fugenschnitt hergestellt, so dass grundsätzlich von einer negativen Exzentrizität ausgegangen werden kann.

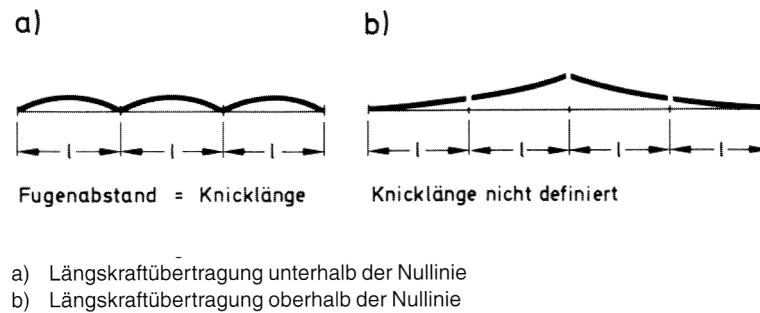


Abbildung 2.13 Knickfiguren [17]

Die Abbildung 2.13a zeigt den Verformungszustand bei einer Beanspruchung nach dem zweiten Eulerfall. Durch die Begrenzung der Platten ergibt sich eine Knicklänge l entsprechend der Plattenlänge [17]. Die kritische Last F_K ergibt sich zu:

$$F_K = \frac{\pi^2 \cdot EI}{s_K^2} \quad (2.2)$$

mit:

F_K	kritische Last [N]
I	Flächenträgheitsmoment [mm ⁴]
E	Elastizitätsmodul [N/mm ²]
s_K	Knicklänge [mm]

Aus der Gleichung (2.2) resultiert die Formel zur Bestimmung der Knickspannung σ_K mit der Knicklänge $s_K = l$ zu:

$$\sigma_K = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot h^2}{12 \cdot l^2} \quad [17] \quad (2.3)$$

Für den hier untersuchten Fall ergibt sich bei der Annahme eines E-Moduls von 30.000 N/mm² eine Knickspannung σ_K von 43,5 N/mm². Greift die Kraft hingegen mit einer negativen Exzentrizität an (s. Abbildung 2.13b), ist es möglich, dass sich als Knickfigur der Eulerfall I einstellt. Die Knickkraft ergibt sich dann nach (2.4).

$$F_K = \frac{\pi^2 \cdot EI}{4 \cdot l^2} \quad (2.4)$$

Unter diesen Bedingungen (eine Seite eingespannt, andere Seite frei) würde eine Fuge zum Zeitpunkt des Knickens nach oben ausweichen. Allerdings lässt sich für diesen Fall die Knicklänge l nicht voraussagen. Unter sehr ungünstigen Voraussetzungen wird die Knicklänge sehr groß, so dass eine kleine Knickkraft bzw. -spannung entsteht [17].

Bei den nachfolgend durchgeführten Versuchen wurden zunächst zwei 21 cm starke Platten (Dübel in den Scheinfugen, durchgehende Bewehrung (3 kg/m^2) und untere Fugeneinlage) mit Heizstrahlern von oben erwärmt. Nach einer Heizdauer von 31 Stunden betrug die mittlere Temperatur der ersten Betondecke $77\text{-}79 \text{ }^\circ\text{C}$. Hieraus ergab sich eine resultierende Längsdruckspannung im Versuchsaufbau von $8,1 \text{ N/mm}^2$. Da zu diesem Zeitpunkt noch kein Ausknicken der Platten eingetreten und eine weitere Erwärmung durch die Heizstrahler ebenfalls nicht möglich war, wurde durch eine von unten in vertikaler Richtung angreifende Kraft versucht, das Ausknicken zu verursachen. Bei einem Hub von 21 cm wurde der Versuch abgebrochen, da sich bis zu diesem Zeitpunkt kein Ausknicken der Fahrbahn gezeigt hatte. Es bleibt festzuhalten, dass bis zu einem Hub von 7 cm die benötigte Kraft stark anstieg und danach wieder abfiel. Bei der zweiten Decke wurden, um eine starke Umlenkung der Längsdruckkraft im Fugenbereich zu erzielen, absichtlich Fehler bei der Fugenherstellung gemacht. Dabei wurde wie in Abbildung 2.14 zu sehen ist, die untere Fugeneinlage versetzt zum oberen Fugenschnitt eingebracht. Hierbei war zu beobachten, dass der Riss von der unteren Fugeneinlage nicht diagonal zur von oben eingebrachten Querschnittsschwächung verläuft sondern senkrecht nach oben.

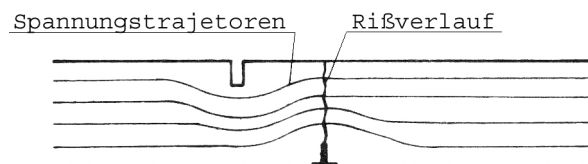


Abbildung 2.14 Verlauf der Spannungstrajektorien bei fehlerhaften Fugen [16]

Die Ergebnisse dieser zweiten Untersuchung sind ähnlich zu denen der Ersten. Allerdings ergibt sich aufgrund des niedrigeren E-Moduls und der Temperaturdehnzahl des Betons ein geringerer Wert für die maximale Längsdruckspannung. Bei der Fortführung des Versuches durch das Aufbringen einer vertikalen Kraft wurde das Maximum bereits bei einer Verformung von 3 cm erreicht. Dieses deutet nach Meinung der Autoren darauf hin, dass aufgrund der fehlerhaften Ausführung eine geringere Knickkraft zu erwarten ist. Dass die Versuchsstraße dann bei einem Hub von 9 cm im Bereich der Lasteinleitung auf einer Länge von ca. 4 m aufplatzt, scheint an der ungünstigen Krafteinleitung zu liegen. Da bei diesen Versuchen kein Ausknicken der Betondecken aufgetreten ist, wurde in den beiden weiteren Versuchen sowohl auf die Bewehrung, als auch auf die untere Fugeneinlage verzichtet und die Plattenstärke auf

16 cm reduziert. Im letzten Versuch wurden zusätzlich die Dübel weggelassen, um deren Einfluss auf einen „blow-up“ zu untersuchen. Ähnlich wie in den Fällen zuvor, wurde auch im dritten Versuch kein Ausknicken allein durch die aus Temperatur entstehenden Längsdruckspannungen verursacht. Deshalb wurde durch Hydraulikpressen die Kraft langsam erhöht. Bei einer Längsdruckspannung, die wesentlich unter der berechneten Knickspannung lag, trat an einer Fuge ein „blow-up“ auf. Die Platten schoben sich etwa 17 cm übereinander. In Abbildung 2.15 ist der Versuchsaufbau und im Detail die Ausbildung des „blow-up“ schematisch dargestellt.

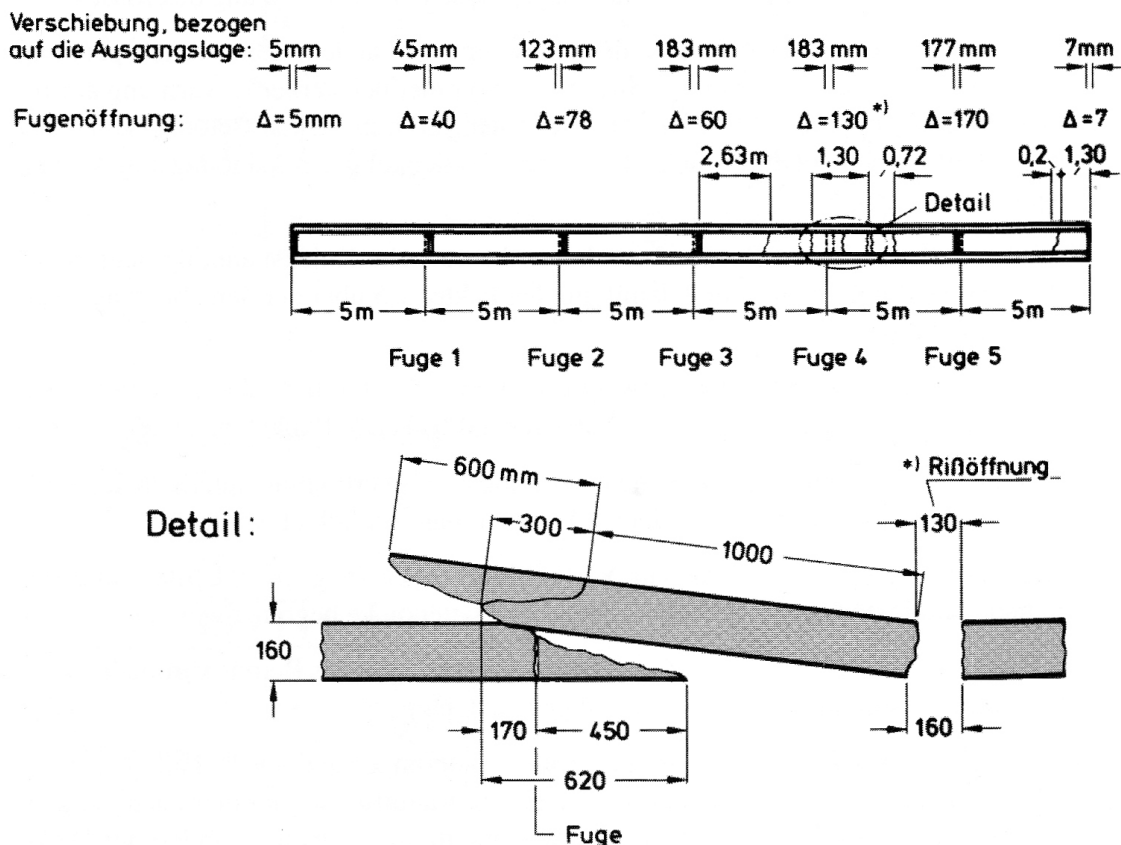


Abbildung 2.15 Aufbau des Großversuches zur Ermittlung der Knicklast (Skizze) [17]

Ein ähnliches Bild entstand auch bei dem letzten Versuch. Allerdings wurden bei diesem die Dübel in der Fahrbahn weggelassen, um deren Einfluss zu ermitteln. Dieser Umstand führte nach Meinung der Autoren dann auch zu dem Übereinanderverschieben der Platten von ca. 50 cm. Im Vergleich mit den anderen Untersuchungen ein großer Wert. Als Hauptschadensgrund für Fahrbahnen aus Beton werteten Eisenmann und Gnad deshalb nicht das Ausknicken, sondern vielmehr den „blow-up“. Begünstigt wird der „blow-up“ durch die Spannungskonzentration und -umlenkung, welche zu beiden Seiten der Fuge Querspannungen aktiviert. Infolge der Querschnittsschwächung beträgt die Spannungskonzentration etwa den 2,5-fachen Wert der gemessenen

Längsdruckspannung. *Eisenmann* und *Gnad* berechnen unter Berücksichtigung einer Umlenkung der Spannungstrajektorien Querspannungen in einer Größe von 16 % der Längsdruckspannung im ungestörten Bereich. Bei Annahme einer Neigung der Trajektorien von 1:3 entstehen die Querspannungen entsprechend dem Rissverlauf. Das Versagen der Betonplatten ist hier auf ein Überschreiten der Dauerfestigkeit zurückzuführen, da die Belastung infolge des langsamen Versuchsablaufes über einen langen Zeitraum wirksam war. In der abschließenden Betrachtung wird eine rechnerisch maßgebende Temperaturerhöhung von 120 °C ermittelt, die im Fall der Versuche 3 und 4 benötigt wird, um einen „blow-up“ zu verursachen. Selbst im Hinblick auf Betone mit ungünstigeren Eigenschaften (Temperaturdehnzahl, Festigkeit, etc.) wird eine ausreichende Sicherheit bezüglich eines Ausknickens oder „blow-up’s“ vorausgesagt.

Kerr [26] beschreibt eine analytische Betrachtung zur Beurteilung von „blow-up’s“ an Betonfahrbahnen. Allerdings wurden die Berechnungen für die in den USA übliche Bauweise der durchgehend bewehrten Betondecke vorgenommen. Dennoch stellen sich für *Kerr*, ähnlich wie bereits von *Eisenmann* [16] beschrieben, drei unterschiedliche Versagenszustände (Abbildung 2.16) dar.

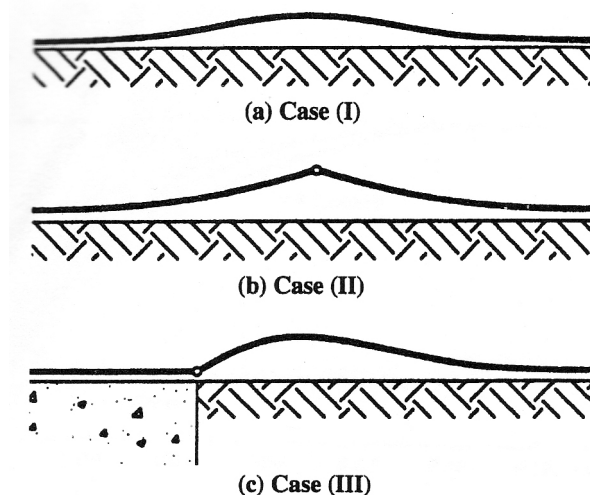


Abbildung 2.16 Aufwölbungsarten von Betonfahrbahnen: Case (I) – durchgehend bewehrte Betonfahrbahn; Case (II) – Betonfahrbahn mit Fuge (Gelenk); Case (III) – an ein festes Widerlager angrenzende Betonfahrbahn [26]

Der Fall I beschreibt eine durchgehend bewehrte Betonfahrbahn, welche sich durch die hohen Längsdruckkräfte aufwölbt. Im Fall II bildet sich an einer Fuge oder einem Riss ein Gelenk aus und im Fall III endet die Betonfahrbahn an einem festen und unverschieblichen Lager. Das Problem des „blow-up’s“ einer Betonplatte wurde auf einen rechteckigen Balken reduziert. Weiter wurde angenommen, dass sich bei neuen Fahrbahnen eine konstante Nullspannungstemperatur im Bereich der Erstarrungstemperatur einstellt. Zudem wurden die im Bauteil entstehenden Spannungen aus Quellen und Schwinden äquivalent als Temperaturänderungen

angenommen. Die analytische Lösung des Problems beruht auf der Annahme, dass durch eine Temperaturerhöhung eine Längsdruckkraft N_t in der Platte erzeugt wird. Im Moment der Plattenaufwölbung reduziert sich diese Kraft im Bereich der Aufwölbung zu \tilde{N}_t (Abbildung 2.17).

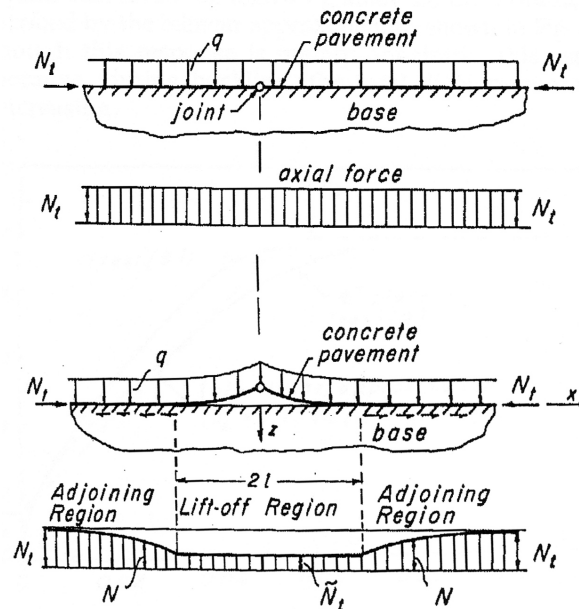


Abbildung 2.17 Längskräfte in Betonfahrbahnen mit einem Gelenk: ohne Aufwölbung (oben); mit Aufwölbung (unten)[27]

Für den Fall der durchgehend bewehrten Betonplatte (Abbildung 2.16 a) ergeben sich nach Kerr [26] für die Temperaturerhöhung ΔT_0 und die maximale vertikale Verformung $w_1(x)$ folgende Gleichungen:

$$\alpha \cdot \Delta T_0 - \frac{\tilde{N}_t}{E \cdot A} = \sqrt{\frac{2 \cdot r_0}{\mu \cdot EA} \ln \left\{ \mu \left[\left(\alpha \cdot \Delta T_0 - \frac{\tilde{N}_t}{E \cdot A} \right) \cdot 1 - J \right] \right\}} \quad (2.5)$$

mit

$$\lambda \cdot l = 4,4934 \quad (2.6)$$

$$w_1(x) = \frac{q^*}{2 \cdot \lambda^4} \cdot \left[\frac{2 \cdot \lambda \cdot l (\cos \lambda x - \cos \lambda l)}{\sin \lambda l} \right] + (\lambda x)^2 - (\lambda l)^2 \quad (2.7)$$

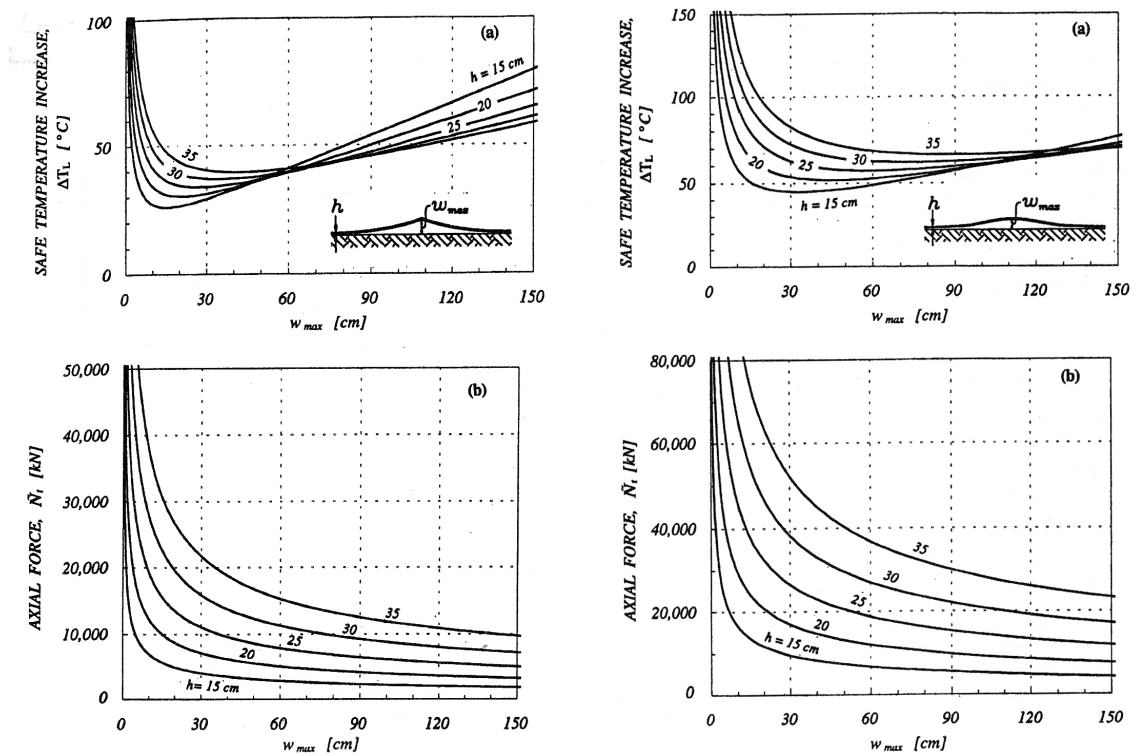


Abbildung 2.19 Gleichgewichtskurven und Längsdruckkräfte \tilde{N}_t für durchgehend bewehrte Betonplatten (mit und ohne Gelenk) [26]

Hier zeigt sich die Zunahme der Temperatur (ΔT_L) bei den durchgehend bewehrten gegenüber den gerissenen bzw. gefugten Betondecken sowie in gleicher Weise die größeren aufnehmbaren Axialkräfte. Neben diesen Faktoren wurden aber auch die Auswirkung der Steifigkeit des Untergrundes, die Reibung zwischen Untergrund und Betonplatte und die Veränderung des Ausdehnungskoeffizienten α von Beton auf die Temperaturzunahme (ΔT_L) untersucht. Für die beiden Fälle I und II (aus Abbildung 2.16) sind in Abbildung 2.20 die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt.

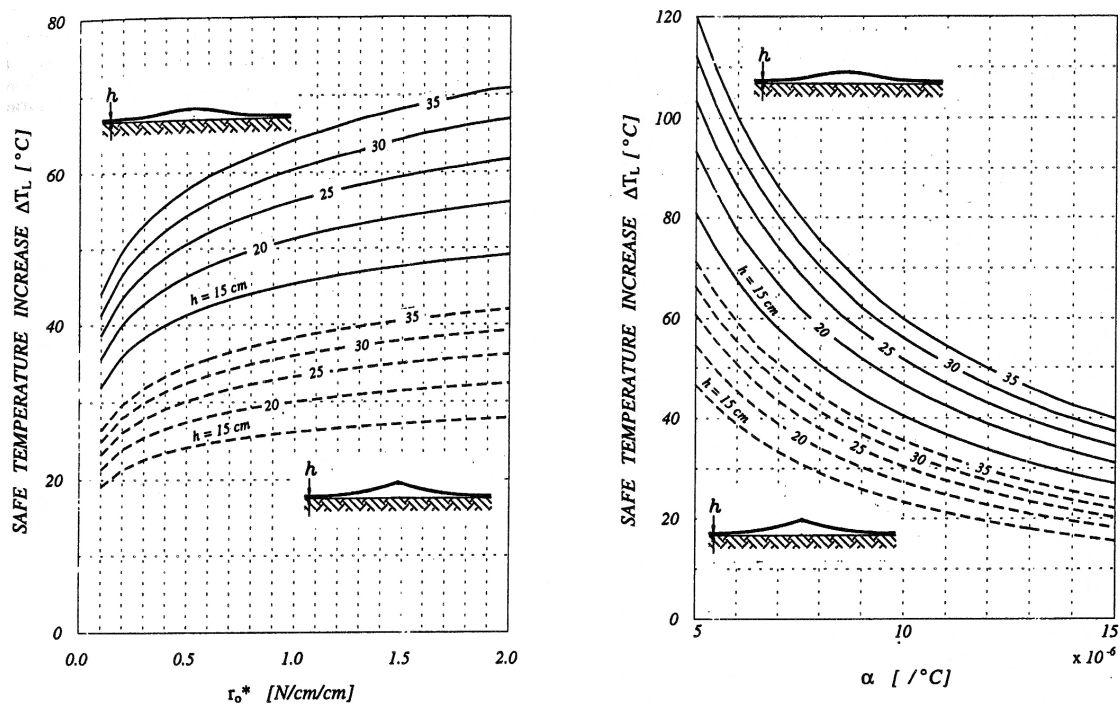


Abbildung 2.20 Auswirkung von r_o^* und α auf ΔT_L bei einer durchgehend bewehrten Betonplatte (mit und ohne Gelenk) [26]

Von *Wicke* [57] wurden 1974 erste theoretische Untersuchungen zur Bestimmung der Längsdruckkräfte in raumfugenlosen Betonfahrbahnen veröffentlicht. Nach der Ermittlung der Materialkennwerte und Festlegung der Rechenwerte wurden die Einflüsse auf die Größe der Längsdruckkräfte bestimmt. Unter Vernachlässigung eines instabilen Zustandes werden die Berechnungen lediglich nach der Theorie I. Ordnung durchgeführt. Behandelt werden Innenbereiche einer geraden Betonfahrbahn und im Grundriß gekrümmte Betonfahrbahnen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen können bei *Wicke* [57] nachgelesen werden und decken sich mit den hier vorangestellten Aussagen. In weiteren praktischen Untersuchungen [56] auf der Autobahn Salzburg - Golling wurden ab 1975 über mehrere Jahre Messungen vorgenommen. Hierbei wurden die Fugenweiten, die Temperatur über die Fahrbahndicke, die Längsspannungen durch direkte Spannungsmessung, bzw. durch Unterstützung mit einer Kraftmessfuge und die absolute Plattenverschiebung bestimmt. Bei der Betonfahrbahn handelte es sich um eine für Österreich typische Bauweise mit einer 22 cm dicken unbewehrten Betondecke und einem Querscheinfugenabstand von 5,0 m. Die Fugen waren unvergossen und mit schmalen Fugenschnitt ($2/55 \text{ mm (b/h)}$) hergestellt worden. Erste Ergebnisse dieses Langzeitversuches sind in [56] zusammengefasst. Auf der Messstrecke wurden bis 1981 fast kontinuierlich Daten erfasst, deren Auswertung von *Wicke* in [55] beschrieben ist. In Abbildung 2.21 ist der Zusammenhang zwischen der mittleren Plattentemperatur und der Längsdruckspannung dargestellt. Zwischen diesen beiden Größen ist ein linearer Zusammenhang zu erkennen. Allerdings sind bei der Auswertung die Werte sehr kleiner Spannungen nahe

der eingezeichneten Nullspannungstemperatur nicht berücksichtigt worden, da diese deutlich abwichen. Für die weiteren Betrachtungen wird der Schnittpunkt der Ausgleichsgeraden mit der Abszisse als Nullspannungstemperatur angenommen und die Steigung als Verformungsmodul.

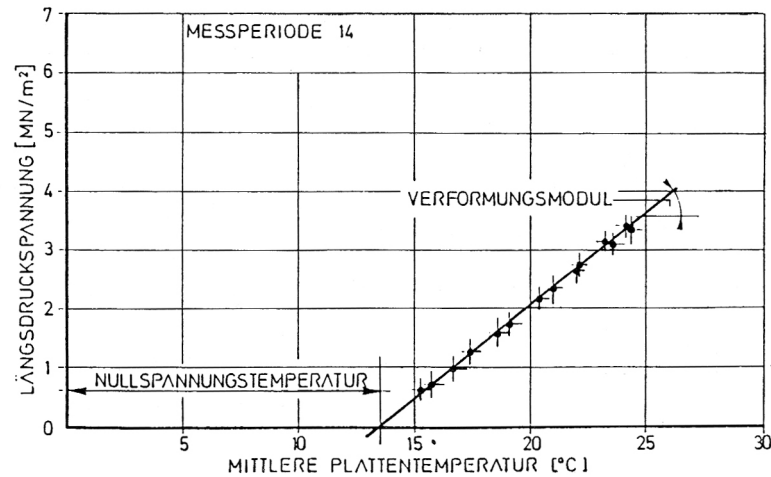


Abbildung 2.21 Längsdruckspannung in Abhängigkeit der mittleren Plattentemperatur für Messperiode 14 [55]

Aus allen Einzelwerten der Nullspannungstemperaturen und den Verformungsmoduln hat Wicke, um die zeitliche Veränderung der Werte zu dokumentieren, jeweils eine Ganglinie über die Versuchsdauer erstellt. In Abbildung 2.22 ist zunächst die Entwicklung des Verformungsmoduls dargestellt.

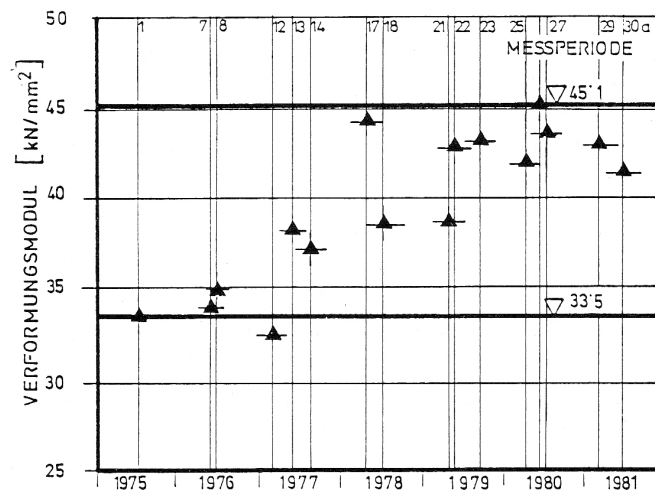


Abbildung 2.22 Zeitlicher Verlauf der Rechenwerte des Verformungsmoduls [55]

Die durchgezogenen Linien bei $33,5 \text{ kN/mm}^2$ und $45,1 \text{ kN/mm}^2$ entsprechen dem gemessenen Elastizitätsmodul an Proben aus dem Jahr 1975 bzw. 1981. Die rechnerischen Elastizitätsmoduln liegen genau in diesem Bereich. Weiterhin ist ein Anstieg des Verformungsmoduls mit zunehmendem Alter zu beobachten (Abbildung 2.22).

Gegensätzlich ist die Entwicklung der Nullspannungstemperatur aus Abbildung 2.23. Es zeigt sich mit fortschreitender Zeit eine Abnahme der Nullspannungstemperatur auf einen Wert von $T=6 \text{ °C}$ im Jahr 1981.

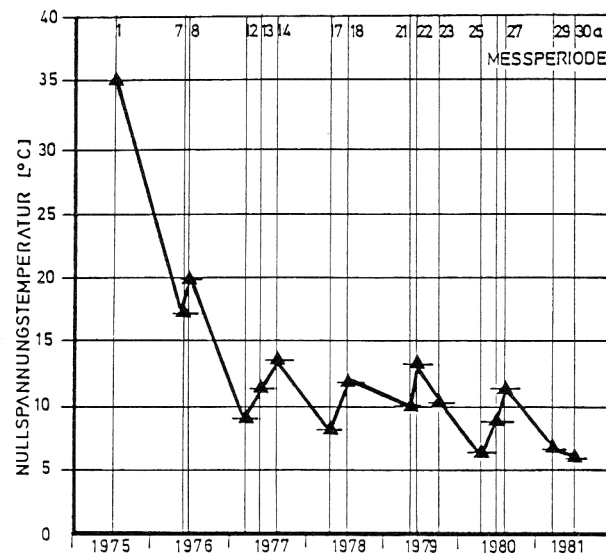


Abbildung 2.23 Zeitlicher Verlauf der Nullspannungstemperatur [55]

Dieses ist hauptsächlich auf die Bauweise zurückzuführen. Bedingt durch den fehlenden Fugenverguss ist ein Verfüllen der Fuge im Winter möglich. Durch das Absinken der Nullspannungstemperatur entstehen schon bei wesentlich geringeren Temperaturen Druckspannungen im Beton. Bei der Überlagerung mit den Spannungen aus dem Straßenverkehr ergibt sich eine positive Auswirkung auf die Gebrauchsdauer der Fahrbahn. Aus den gemessenen Werten versucht *Wicke* einen Maximalwert der Längsdruckspannung zu ermitteln. Für die hier aufgeführten Materialien und Umwelteinflüsse errechnet er eine Spannung von $\sigma_m = 9,62 \text{ MN/m}^2$. Diese Spannung liegt etwas über dem Bereich, der von *Eisenmann* [17] mit 6 bis 8 MN/m^2 angegeben wird. Durch die Querschnittsschwächung im Fugenbereich erhöhen sich die Spannungen etwa um den 2,67-fachen Wert (siehe Abbildung 2.24).

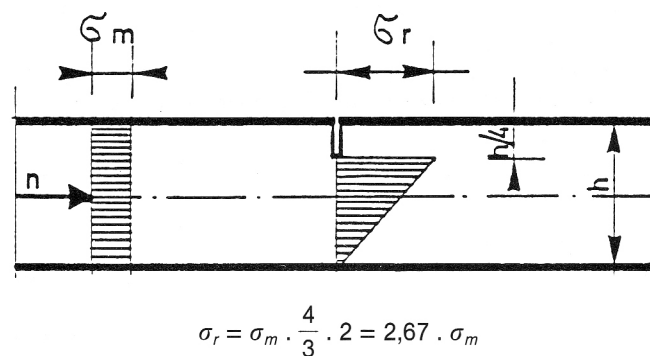


Abbildung 2.24 Spannungserhöhung im Fugenbereich [55]

Somit ergibt sich eine resultierende Spannung von $\sigma_r = 2,67 \cdot \sigma_m = 27 \text{ MN/m}^2$. Dieser Wert unterschreitet die Anforderungen an damalige, wie auch an heutige (C 35/45) Straßenbaubetone, so dass nach *Wicke* keine Gefahr für das Auftreten eines „blow-up“ im Fugenbereich besteht. Die sich im Winter öffnenden Fugen setzen sich ständig weiter zu. Allerdings klingt die Zunahme asymptotisch ab. Bei der weiteren Analyse der Fugenbewegung bzw. Fugenöffnung werden die Summen der gesamten Fugenbewegungen (10 Fugen) herangezogen, da die Streuung der einzelnen Fugenweiten zu groß sind. Für die Jahre 1980 und 1981 ergeben sich Werte von 14,5 bzw. 14,6 mm, so dass praktisch von einem Stillstand der Fugenöffnung ausgegangen werden kann.

3 Bestimmung realer Temperaturbeanspruchungen

Ziel dieser Arbeit ist es, das Verhalten von Betonfahrbahnen unter der Einwirkung von thermischen Beanspruchungen im Modell zu simulieren. Aus der Analyse der temperaturbedingten Schädigungen, „blow-up“ bzw. Ausknicken, können dann eventuell Veränderungen der Bauweise abgeleitet werden. Hierzu wird zunächst eine reale Temperaturverteilung in der Betonfahrbahn benötigt. Solche Temperaturen wurden schon in zahlreichen Versuchen (s. [2], [22], [45], [56], [60]) mit Temperaturfühlern bestimmt. Allerdings erfolgten die Messungen häufig nur an einem Punkt (meistens in Fahrbahnmitte) über die Tiefe oder aber an künstlich hergestellten Fahrbahnkonstruktionen, die keine Aussage über den realen Wärmefluss und die Temperatur in allen Bereichen der Fahrbahn zulassen. Die in diesem Kapitel dargestellten Untersuchungen beschreiben die Ermittlung der Temperaturverteilung in einer Betonfahrbahn mit Hilfe von Berechnungen mit der finiten Elemente Methode. Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wird das Modell auf ein zweidimensionales (2D) Modell reduziert, d.h. es wird lediglich der Querschnitt einer Straße betrachtet. Dabei wird eine konstante Temperaturverteilung in Längsrichtung unterstellt. Der Einfluss der Querscheinfugen ist dabei unberücksichtigt. Auftretende Einflüsse aus der Untersuchung der Längsscheinfugen werden bei den weiteren Untersuchungen dann auf die Querscheinfuge übertragen.

3.1 Untersuchungsquerschnitt

Entsprechend den geltenden „Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Querschnitte (RAS-Q)“ [44] wird für die eigenen Untersuchungen der in Abbildung 3.1 dargestellte Regelquerschnitt RQ 26 gewählt. Die Fahrbahn wird dabei durch zwei Längsscheinfugen jeweils zwischen Stand- und Hauptfahrstreifen sowie zwischen Haupt- und Überholfahrstreifen unterteilt.

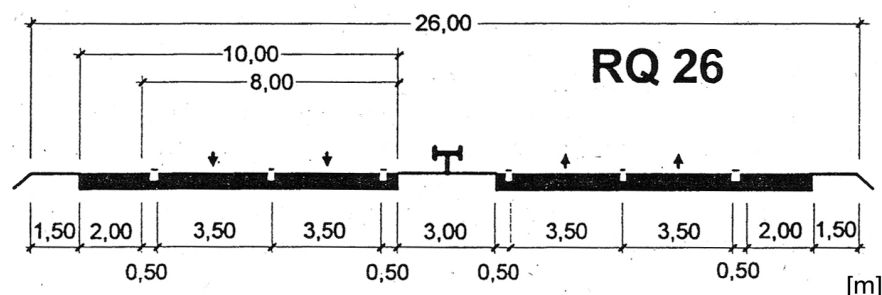


Abbildung 3.1 Regelquerschnitt einer zweibahnigen Straße (Maße in m) [44]

Für den Aufbau wird zunächst, in Anlehnung an die RStO 01 [46], ein Aufbau nach Tafel 2, Zeile 3 (Betondecke auf Schottertragschicht und auf einer Schicht aus frostunempfindlichem Material) für die Bauklasse SV gewählt. Ein Auszug aus der RStO 01 ist in Abbildung 3.2 zu sehen.

Betondecke

Schottertragschicht

Schicht aus
frostunempfindlichem Material
Planum

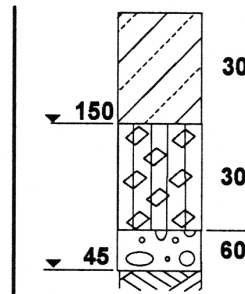


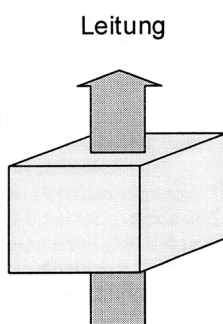
Abbildung 3.2 Auszug aus der Tafel 2 der RStO 01 – Aufbau nach Zeile 3 - Bauklasse SV [46]

3.2 Mechanismen des Wärmetransports

Werden zwei Körper, unabhängig davon ob sie fest, gasförmig oder flüssig sind, mit unterschiedlichen Temperaturen in Kontakt gebracht, so findet ein Temperatenausgleich statt. Bis zur Erreichung eines Gleichgewichtszustandes erwärmt sich dabei der kältere Körper, während der wärmere abkühlt. Die Energieübertragung beim Temperatenausgleich wird als Wärme [Joule] bezeichnet und fließt immer in Richtung der niedrigeren Temperatur. Die Wärmeübertragung lässt sich in die Übertragungsmechanismen Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung einteilen. In Festkörpern erfolgt die Wärmeübertragung durch Wärmeleitung, innerhalb von Gasen dominiert die Konvektion und Strahlung.

Im Fall der Betonfahrbahn unter sommerlichen Bedingungen erfolgt zum einen eine Erwärmung der Oberseite durch die berührende warme Luft und zum anderen durch die direkte Sonneneinstrahlung. Der Ausgleich des Temperaturunterschiedes in der oben warmen und unten kälteren Betonplatte erfolgt durch die Wärmeleitung im Beton.

3.2.1 Wärmeleitung



Die Wärmeleitung wird definiert als der Transport von Wärme in einem Körper aufgrund eines Temperaturgradienten, wobei die Energie von Molekülen die mehr Energie besitzen auf Nachbarmoleküle geringerer Energie übertragen werden (*Kuchling* [29]). Die transportierte Wärmemenge Q ergibt sich dann zu:

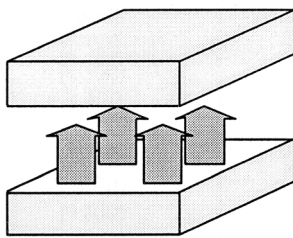
$$Q = \frac{\lambda A t \Delta T}{l} \quad (3.1)$$

mit

Q	transportierte Wärmemenge [J]
A	Querschnittsfläche des Leiters [m ²]
t	Zeit, Dauer der Wärmeleitung
ΔT	Temperaturdifferenz [K, °C]
l	Länge des Wärmeleiters [m]
λ	Wärmeleitfähigkeit des Materials $\left[\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right]$

3.2.2 Wärmestrahlung

Strahlung



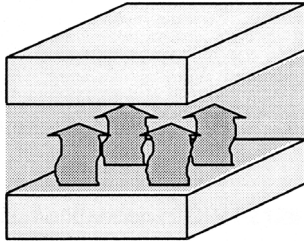
Bei der Wärmestrahlung wird Wärmeenergie von einem Körper zum anderen durch Emission und Absorption elektromagnetischer Wellen transportiert. Dabei wird die auf einen Körper treffende Strahlung nur zum Teil absorbiert, der Rest wird reflektiert bzw. durchgelassen (*Kuchling* [29]). Zudem emittiert jeder Körper, dessen Temperatur von 0 K verschieden ist, Strahlung. Dabei gilt, dass der Emissionsgrad ϵ gleich dem Absorptionsgrad α ist (Kirchhoffsche's Strahlungsgesetz).

Die von einem Körper aufgrund seiner Temperatur ausgehende Strahlung besitzt eine Leistung P, die der Größe der strahlenden Fläche A und der 4. Potenz der Körpertemperatur T proportional ist: $P \sim AT^4$. Der Proportionalitätsfaktor σ wird als Stefan-Boltzmann-Konstante bezeichnet (3.2).

$$\sigma = 5,67051 \cdot 10^{-6} \left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}^4} \right] \quad (3.2)$$

3.2.3 Konvektion

Konvektion



Die Konvektion ist ein Transport von Wärmeenergie, gebunden an die Strömung eines Mediums. Dabei kann die Strömung von äußeren Kräften wie Pumpen usw. erzwungen sein: -erzwungene Konvektion-. Bei der freien Konvektion stellt sich eine Strömung infolge von Dichteunterschieden ein. Die Dichte flüssiger und gasförmiger Körper hängt von ihrer Temperatur ab, in der Regel sinkt sie bei zunehmender Temperatur, d.h. die Stoffe werden spezifisch

leichter. So steigt z.B. erwärmte Luft (umgeben von kälterer) nach oben (*Kuchling* [29]).

3.3 Thermische Werkstoffeigenschaften

Die Mechanismen zur Übertragung von Wärme werden von den Werkstoffeigenschaften der Materialien beeinflusst. Zu nennen sind hier die Wärmeleitfähigkeit λ , der Wärmeübergangskoeffizient α , die spezifische Wärmekapazität c , der Emissionsgrad ϵ und die Dichte ρ . Für die hier zu untersuchende Verkehrsbefestigung wurde ein Aufbau nach Zeile 3 der Tafel 2 (RStO 01) (s. Abbildung 3.2), mit einer Betondecke auf einer Schottertragschicht gewählt. Um die Vielfalt der Materialien und damit auch die Berechnung zu vereinfachen, wird bei den zukünftigen Untersuchungen kein Unterschied zwischen Tragschichtmaterial und dem anstehenden natürlichen Boden gemacht. D.h. bei der thermischen Analyse kommen zwei Werkstoffe zum Einsatz: der Beton als Deckschichtmaterial und ein ungebundenes Material, das im Folgenden als Tragschicht ohne Bindemittel (TOB) bezeichnet wird.

3.3.1 Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit λ [W/mK] gibt die Wärmemenge [kJ] an, die pro Zeiteinheit durch ein Einheitsvolumen ($1\text{ m} \cdot 1\text{ m} \cdot 1\text{ m}$) fließt, wenn an zwei gegenüberliegenden Flächen eine Temperaturdifferenz von 1 K vorliegt. Eine hohe Wärmeleitung liegt in metallischen Werkstoffen vor, während Gase eine niedrige Wärmeleitung haben.

- Beton

Die Größe der Wärmeleitfähigkeit im Beton ist abhängig von: der Zusammensetzung, dem Luftporengehalt, der Temperatur und dem Feuchtigkeitsgehalt. *Wicke* [57] gibt für den Zementstein Werte zwischen 0,93

und 1,28 [W/mK] an. Für die verwendeten Zuschläge liegt die Wärmeleitfähigkeit im Bereich von 1,16 und 5,23 [W/mK]. Zudem beschreibt er den Einfluss der Feuchtigkeit im Beton, da durch steigende Feuchtigkeit auch die Wärmeleitfähigkeit zunimmt. Hiernach nimmt die Wärmeleitfähigkeit λ um 5 bis 8 % je Prozentpunkt Feuchtigkeitsgehalt gegenüber dem trockenen Beton zu. Für die weiteren Betrachtungen geht er von einer Wärmeleitfähigkeit $\lambda=2,33$ [W/mK] aus. *Wiesner* [58] gibt den Bereich der Wärmeleitfähigkeit für Normalbeton mit 1,2 bis 4 [W/mK] an. Einen identischen Bereich beschreibt auch *Mangold* [38] in seiner Arbeit. Als Richtwerte für Normalbeton sind in der DIN 4108-4 (Wärmeschutz und Energieeinsparung in Gebäuden Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Kennwerte) [12] bzw. der DIN EN 12254 (Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften – Tabellierte Bemessungswerte) [14], in Abhängigkeit von der Rohdichte, Wärmeleitfähigkeiten von 1,6 bis 2,1 [W/mK] angegeben. Vergleichsrechnungen von *Hamfler* [21] haben gezeigt, dass die Änderung der Wärmeleitfähigkeit nur einen sehr geringen Einfluss auf das Rechenergebnis hat und es somit ausreichend ist, einen konstanten Wert anzunehmen, der sich aus der Betonzusammensetzung ergibt. Für die weiteren Untersuchungen wird eine Wärmeleitfähigkeit für Beton von $\lambda=1,6$ bis 2,4 [W/mK] angenommen.

- Tragschicht ohne Bindemittel (TOB)

Auch die Wärmeleitfähigkeit der ungebundenen Stoffe wird durch die gleichen Faktoren beeinflusst. In der Literatur sind die Ausführungen hierüber allerdings nicht so umfangreich wie für den Beton. Für einzelne Gesteinsarten werden von *Wicke* [57] Angaben über die Wärmeleitfähigkeit gemacht: Quarz 5,2 [W/mK], Granit, Gneis, Kalkstein und Dolomit 2,3 bis 2,91 [W/mK], Basalt und Barit 1,2 bis 2,0 [W/mK]. In den DIN-Normen [12], [14] sind Richtwerte für lose und trockene Schüttungen aus Sand, Kies und Splitt (0,70 [W/mK]), Natursteine (2,3-2,5 [W/mK]) und bindige Böden (1,5 [W/mK]) angegeben. Nach Untersuchungen der *sia* [49] variiert die Wärmeleitfähigkeit des Erdreichs zwischen 1,5 und 3,0 [W/mK]. In der Tabelle 3.1 sind die Wärmeleitfähigkeiten für die häufigsten Gesteinsarten der Schweiz zusammengefasst.

Tabelle 3.1 Hydraulische und thermische Eigenschaften der häufigsten Locker- und Festgesteine in der Schweiz in Abhängigkeit des Wassergehaltes [49]

	Gestein	Porosität p [Volumen %]	Durchlässigkeit K_D [ms^{-1}]	Wärmeleitfähigkeit λ [$\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$]		Spezifische Wärme C_v [$\text{MJm}^{-3}\text{K}^{-1}$]	
				trocken	gesättigt	trocken	gesättigt
Locker- gestein	Ton	50 - 70	$10^{-8} - 10^{-10}$	0.2 - 0.3	1.2 - 1.6	0.3 - 0.6	2.1 - 3.2
	Silt	30 - 50	$10^{-5} - 10^{-8}$	0.2 - 0.3	1.4 - 2.5	0.6 - 1.0	2.1 - 2.4
	Sand	20 - 30	$10^{-3} - 10^{-4}$	0.3 - 0.4	2.0 - 3.2	1.0 - 1.3	2.2 - 2.4
	Kies	10 - 25	$10^{-1} - 10^{-3}$	0.3 - 0.4	2.5 - 3.3	1.2 - 1.6	2.2 - 2.4
Fest- gestein	Kalkstein	0.5 - 5	$10^{-6} - 10^{-7}$	2.8 - 3.3	2.8 - 3.3	2.2 - 2.4	2.2 - 2.4
	Mergel	20 - 40	$10^{-7} - 10^{-9}$	1.5 - 1.8	2.3 - 2.9	1.0 - 1.5	2.0 - 2.5
	Sandstein (Molasse)	5 - 20	$10^{-4} - 10^{-6}$	1.8 - 3.5	2.3 - 4.0	1.8 - 2.4	2.3 - 2.6
	Dolomit	0.5 - 5	$10^{-6} - 10^{-7}$	2.8 - 3.8	3.5 - 4.5	2.6 - 2.8	2.7 - 3.0
	Granit	0.2 - 2	$10^{-7} - 10^{-8}$	2.6 - 3.8	2.7 - 3.8	2.3 - 2.5	2.3 - 2.5
	Gneis	0.2 - 4	$10^{-7} - 10^{-8}$	2.4 - 3.3	2.5 - 3.5	2.3 - 2.5	2.3 - 2.5
	Schiefer	0.5 - 1.0	$10^{-8} - 10^{-9}$	1.4 - 2.5	1.4 - 2.6	2.3 - 2.5	2.3 - 2.5
Nagelfluh	2 - 15	$10^{-5} - 10^{-8}$	1.5 - 2.0	2.9 - 3.3	1.7 - 2.2	2.2 - 2.6	
Verschie- denes	Wasser			-	0.58		4.19
	Mineralwolle			0.04		0.1	

Theoretisch ist eine genaue Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit im Labor möglich, aber nicht wirtschaftlich. Kersten [28] hat aus diesem Grund Bemessungsdiagramme entwickelt, die eine Abschätzung der Leitfähigkeit mit einem Fehler von weniger als 25 % zulassen. In Abbildung 3.3 ist beispielhaft das Diagramm für ein sandiges Erdreich in gefrorenem Zustand abgebildet. Die Bemessungsdiagramme von Kersten wurden 1991 von Dysli [15] überarbeitet und sind in der Abbildung 3.4 dargestellt. Für die weiteren Berechnungen werden Werte für die TOB von $\lambda=1,5$ bis $3,0$ [W/mK] untersucht.

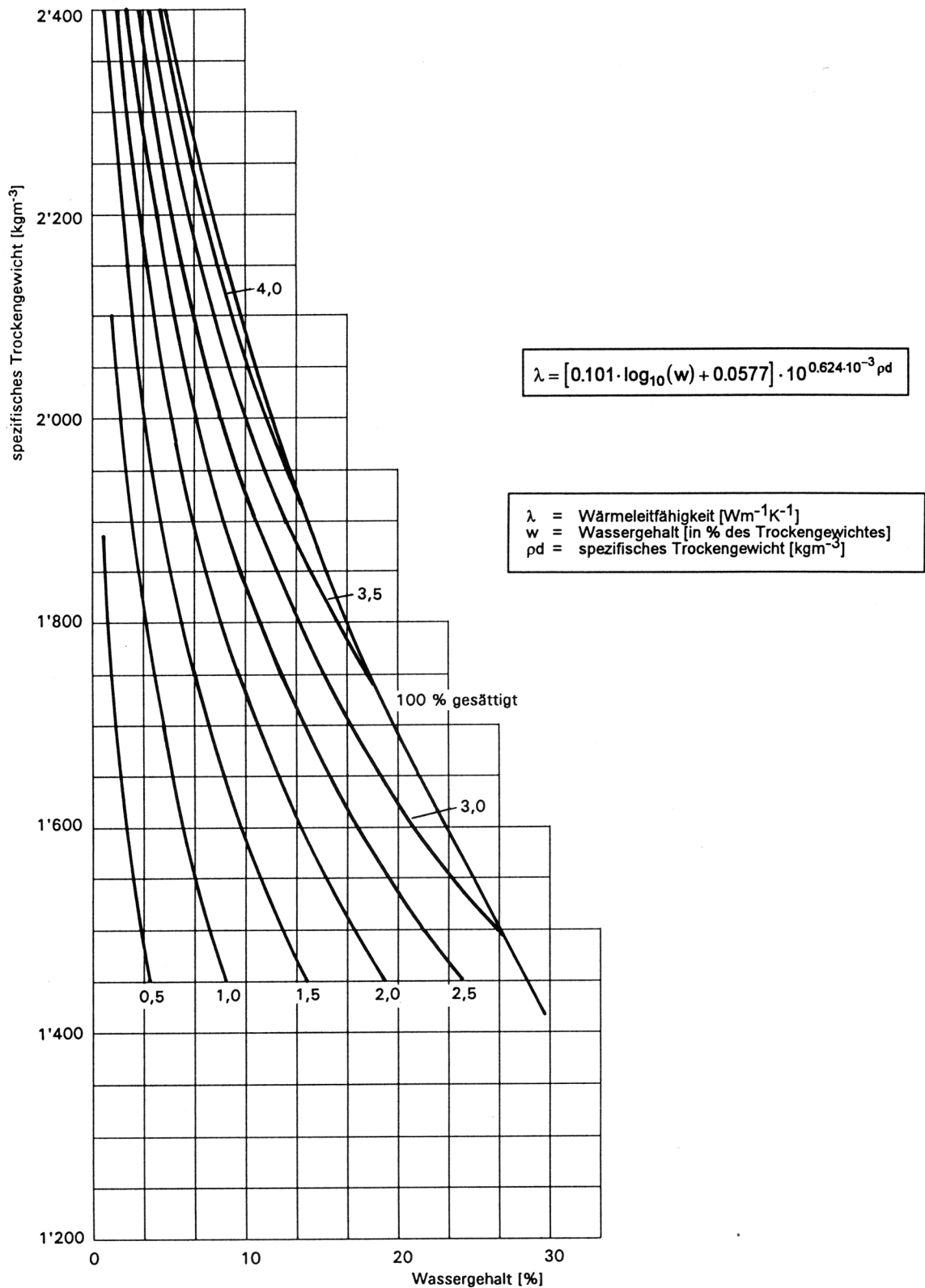


Abbildung 3.3 Wärmeleitfähigkeit von sandigem Erdreich im gefrorenen Zustand; in Abhängigkeit des Wassergehaltes und des spezifischen Trockengewichtes [28]

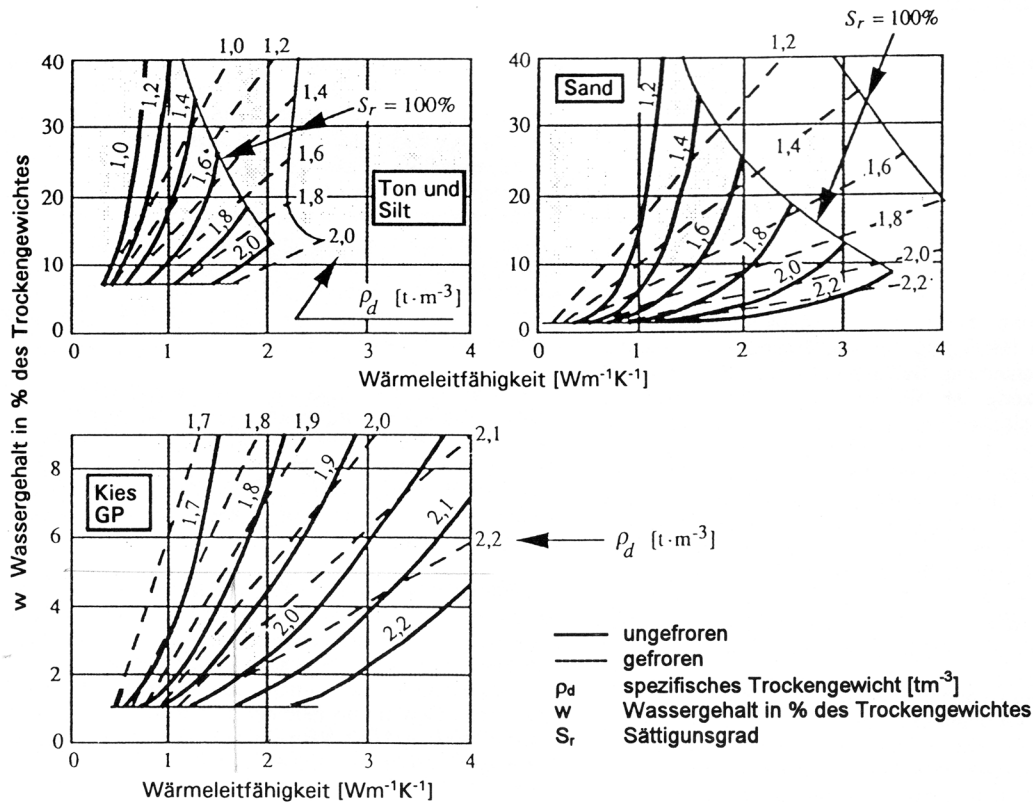


Abbildung 3.4 Wärmeleitfähigkeit von gefrorenen und nicht gefrorenen Böden (basierend auf Kersten) [15]

3.3.2 Spezifische Wärmekapazität

Die spezifische Wärmekapazität c [$\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$] kennzeichnet das Vermögen eines Bauteils zur Wärmespeicherung. Diese ist stark abhängig von der Zusammensetzung.

- Beton

Die Wärmekapazität von Beton kann nach Breugel [7] aus der Zusammensetzung des Frischbetons ermittelt werden:

$$c = g_g \cdot c_g + g_z \cdot c_z + g_w \cdot c_w - 0,2 \cdot g_z \cdot c_w \cdot \alpha \quad (3.3)$$

mit

- c spezifische Wärmekapazität des Betons [$\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$]
- g_g, g_z, g_w Anteil der Zuschläge (g), des Zements (z) und des Wassers (w) am Gesamtgewicht des Betons [M-%]
- c_g, c_z, c_w spezifische Wärmekapazität [$\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$] der Zuschläge (g), des Zements (z) und des Wassers (w)
- α Hydrationsgrad

Von Beton haben die Zuschläge eine Wärmekapazität von 0,7 bis 0,9 [kJ/(kg·K)] und das Zugabewasser eine Wärmekapazität von 4,2 [kJ/(kg·K)]. Übliche Betonzusammensetzungen unter Verwendung gebräuchlicher Zuschlagsstoffe weisen nach dem *American Concrete Institute* [1] und *Breugel* [8] folgende spezifische Wärmekapazitäten auf:

- Frischbeton und wassergesättigten Festbeton $1,0 \leq c \leq 1,15$ [kJ/(kg·K)]
- Festbeton mit durchschnittlichem Feuchtigkeitsgehalt $0,9 \leq c \leq 1,0$ [kJ/(kg·K)]

Nach *Kehlbeck* [25] liegt der Wert für die Wärmekapazität zwischen 0,8 und 1,25 [kJ/(kg·K)]. In den DIN-Normen [12] und [14] ist unabhängig von der Dichte des Betons, die Wärmekapazität mit 1,0 [kJ/(kg·K)] angegeben. Weitere identische Angaben können auch *Maliah* [37] entnommen werden. Nach *Mangold* [38] kann eine Altersabhängigkeit der spezifischen Wärmekapazität angenommen werden. Da sich nur sehr geringe Unterschiede ergeben, wenn die Temperaturberechnungen mit konstanten Faktoren für die Wärmekapazität durchgeführt werden, wird im weiteren mit einem konstanten Wert von 1,0 [kJ/(kg·K)] gerechnet. Um den Einfluss auf das hier vorliegende System noch einmal zu verifizieren sollen aber einfache Vergleichsrechnungen in den Grenzen von $0,8 \leq c \leq 1,25$ [kJ/(kg·K)] durchgeführt werden.

- Tragschicht ohne Bindemittel (TOB)

Untersuchungen von *Kersten* [28] haben gezeigt, dass die spezifische Wärmekapazität nur von den Faktoren Temperatur und Wassergehalt abhängig ist und die Sieblinie keinen Einfluss darauf hat. Die Abhängigkeit der spezifischen Wärmekapazität (hier spezifische Wärme genannt) von der Temperatur ist in Abbildung 3.5 dargestellt. Sie zeigt die lineare Abhängigkeit, die für alle Gesteine gleich ist. Mit zunehmendem Wassergehalt steigt die spezifische Wärmekapazität. Die resultierende Größe ist der Durchschnittswert der spezifischen Wärmekapazität der einzelnen Gesteinskomponenten unter Berücksichtigung ihres Gewichtes [49]. Im Zusammenhang mit dem Wassergehalt steht der Einfluss des Frostes auf die spezifische Wärmekapazität. In Abbildung 3.6 ist deshalb die Abhängigkeit der spezifischen Wärmekapazität eines Lockergesteins vom Wassergehalt und seinem Zustand dargestellt. Bei den Berechnungen werden für die TOB Werte der Wärmekapazität zwischen $0,75 \leq c \leq 0,8$ [kJ/(kg·K)] angenommen.

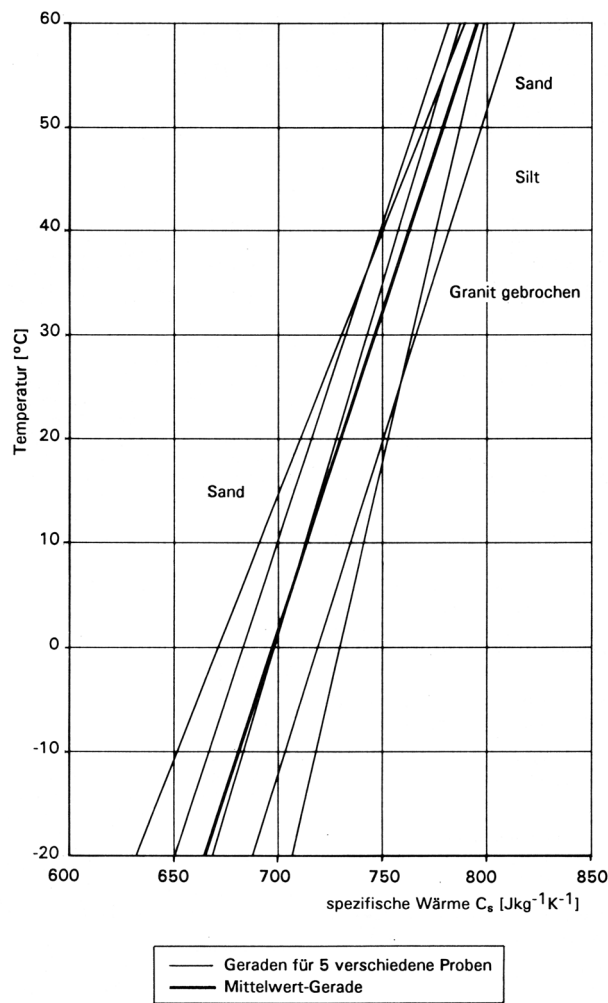


Abbildung 3.5 Spezifische Wärme von losem Erdreich in Abhängigkeit der Temperatur für 5 verschiedene Proben im trockenem Zustand ($w=0\%$) [28]

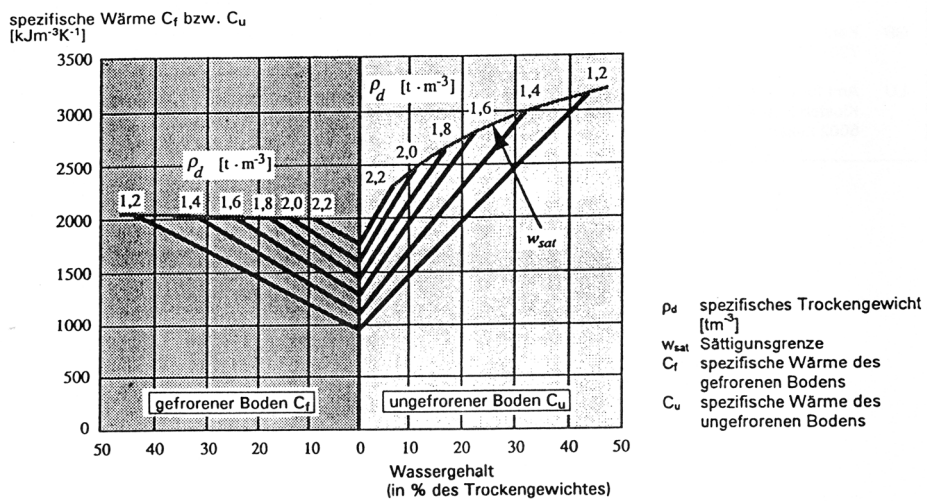


Abbildung 3.6 Spezifische Wärme pro Volumeneinheit für gefrorene und nicht gefrorene Böden in Abhängigkeit vom Wassergehaltes und der Dichte [15]

3.3.3 Dichte

Die Dichte ρ [kg/m^3] ist ein wichtiger Faktor bei der Berechnung von thermischen Problemen. In Abhängigkeit von der Dichte verändern sich die physikalischen Eigenschaften Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität.

- Beton

Bemessungswerte der Dichte für Normalbeton liegen laut den DIN-Normen [12] und [14] zwischen 2200 und 2400 [kg/m^3]. Im Hochbau wird eine Last von 24 [kN/m^3] angenommen, entsprechend einer Dichte von 2400 [kg/m^3]. *Lechner* [32] gibt für die Dichte einen Bereich von 1800 bis 2500 [kg/m^3] an. Allerdings dürfte es sich bei dem unteren Grenzwert um einen Leichtbeton und bei dem oberen evtl. um einen bewehrten Beton handeln. Hier wird im weiteren mit Betondichten von 2200 bzw. 2400 [kg/m^3] gerechnet.

- Tragschicht ohne Bindemittel (TOB)

Für ungebundene Mineralstoffe schwanken die Werte der Dichten stärker, da die Variationen der Gesteine, die auftreten können, vielfältiger sind. In den DIN-Normen [12] und [14] sind Werte von 1800 [kg/m^3] für losen, trockenen Sand, Kies oder Splitt, 1200 bis 1800 [kg/m^3] für bindige Böden und 2600 bis 2800 [kg/m^3] für Natursteine angegeben. Im Weiteren wird die Dichte der ungebundenen Mineralstoffe mit 1400 [kg/m^3] bzw. 2300 [kg/m^3] angenommen.

3.3.4 Wärmeübergangskoeffizient

Flüssige oder gasförmige Körper, die mit einem anders temperierten festen Körper in Berührung kommen, geben Wärme ab oder empfangen sie von ihm. Diese Art der Übertragung wird als Wärmeübergang bezeichnet [29]. Die übertragene Wärmemenge zwischen Luft und Bauteil wird durch den Wärmeübergangskoeffizienten α bestimmt. Der durch Konvektion (Wärmeübergangskoeffizient α_K) bedingte Wärmeaustausch der Betonoberfläche ist von der Windgeschwindigkeit v und dem Temperaturunterschied ΔT zwischen Oberfläche und Umgebung abhängig. Für geringe Windgeschwindigkeiten ($v \leq 5$ m/s) kann nach *Mangold* [38] die empirisch ermittelte Gleichung (3.4) angewendet werden.

$$\alpha_K = 2,6 \cdot (\Delta T^{0,25} + 1,54 \cdot v) \text{ [W}/(\text{m}^2 \text{ K})] \quad (3.4)$$

Die Faktoren Farbe, Neigung und Himmelsrichtung des Bauteils sind für den Wärmeübergang durch Strahlung (Wärmeübergangskoeffizient α_S) von großer

Bedeutung. Aus den beiden Wärmeübergangskoeffizienten kann ein Gesamtkoeffizient gebildet werden.

$$\alpha_{\text{ges}} = \alpha_{\text{K}} + \alpha_{\text{S}} \quad [\text{W}/(\text{m}^2 \text{ K})] \quad (3.5)$$

Aus der Arbeit von *Mangold* [38] sind in den folgenden Tabellen einige Werte für α_{ges} bzw. α_{K} und α_{S} als Brückenbauteil oder Betonaußenwand angegeben.

Tabelle 3.2 Wärmeübergangskoeffizient für unterschiedliche Teilflächen von Brücken bei einer Windgeschwindigkeit von 1,0 m/s [38]

Brückenbauteile	α_{S} [W/(m ² K)]	α_{K} [W/(m ² K)]	α_{ges} [W/(m ² K)]
Fahrbahnplatte, unabhängig vom Belag	4,2	8,8	13,0
Bodenplatte von oben nach unten	4,0	6,0	10,0
Bodenplatte von unten nach oben	4,0	8,0	12,0
Schattenfläche	3,9	7,1	11,0
Besonnte Flächen, unabhängig von der Himmelsrichtung	4,0	7,5	11,5

Tabelle 3.3 Gesamt-Wärmeübergangskoeffizienten α_{ges} für Beton-Außenwände bei unterschiedlichen Windgeschwindigkeiten [38] vgl. auch bei *Hamfler* [21]

Windgeschwindigkeit [m/s]	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Gesamt-Wärmeübergangskoeffizienten α_{ges} [W/(m ² K)]	7,8	11,5	15,2	18,9	22,6	26,3

Auch *Rackwitz* [43] (Tabelle 3.4) gibt einen Wert für den Wärmeübergangskoeffizienten α an, allerdings macht er noch genauere Angaben zur Windgeschwindigkeit:

- in Bodennähe für Süd-/Norddeutschland: 2 ÷ 3 / 3 ÷ 6
- Streuung der Werte: etwa 1 m/s
- 50 % höhere Werte bei stärkster Sonneneinstrahlung in niedrigen Lagen
- nachts 50 % geringere Werte
- zweifache Werte bei senkrechtem Aufprall der Strömung auf die Oberfläche

Tabelle 3.4 Wärmeübergangskoeffizient α in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit in Bodennähe [43]

Windgeschwindigkeit [m/s]	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Wärmeübergangskoeffizienten α [W/(m ² K)]	5,5	11,0	14,7	18,0	21,1	23,9

3.3.5 Emissionsgrad

Jeder Körper, dessen Temperatur von 0 K verschieden ist, emittiert Strahlung. Deshalb wird diese als Temperatur- oder Wärmestrahlung bezeichnet. Bei gegebener Temperatur und Wellenlänge strahlt der „schwarze Körper“ am besten, sein Emissionsgrad ε (wie sein Absorptionsgrad α) wird gleich 1 gesetzt. Für alle Körper gilt, dass der Emissionsgrad ε gleich dem Absorptionsgrad α ist. In der Literatur (z.B. *Kuchling* [29], *Niemann* [41]) gibt es zahlreiche Angaben für den Emissionsgrad von Betonflächen. Dabei schwanken die Werte von 0,88 bis 0,96 [-].

3.4 Thermische Belastung

Ziel der thermischen Analyse ist es die sich infolge einer Wärmeübertragung verändernden Temperaturen in einem Bauteil zu bestimmen. Dabei findet die Wärmeübertragung stationär statt, d.h. zeitlich unabhängig, statisch, oder instationär, d.h. zeitlich abhängig, veränderlich. Die Belastung der hier betrachteten Betonfahrbahn durch die Lufttemperatur und die Sonneneinstrahlung ist eine instationäre Belastung, die sich mit der Zeit ändert.

3.4.1 Lufttemperatur

Die DIN 4710 (Statistiken meteorologischer Daten zur Berechnung des Energiebedarfs von heiz- und raumluftechnischen Anlagen in Deutschland) [13] enthält u.a. statistische Mittelwerte (von 1961 – 1990) der Lufttemperatur für verschiedene Standorte in Deutschland. Sie wurden ermittelt vom Deutschen Wetterdienst (DWD). Dabei werden die Temperaturen für die vier Zustände: heiter, bewölkt, bedeckt und unabhängig von der Bewölkung unterschieden. Für die weiteren Untersuchungen stehen die Klimadaten des Jahres 2003 zur Verfügung, die von dem Institut für Solarenergieforschung (ISFH) GmbH in Hameln erhoben wurden.

Die Abbildung 3.7 zeigt den Verlauf der mittleren Tagestemperaturen des Jahres 2003. Grau hinterlegt ist der Temperaturbereich eines jeden Tages zwischen Tiefst- und Höchsttemperatur. Die Monate Juni bis August des Jahres sind durch eine sehr große Differenz der maximalen Temperaturen gekennzeichnet. Dieses ist die Zeit, in der eine erhöhte Gefahr eines Temperaturschadens an Betonfahrbahnen existiert. Um einen Vergleich zu den statistischen Werten des DWD zu zeigen, werden in Abbildung 3.8 die beiden Monatsganglinien gegenübergestellt.

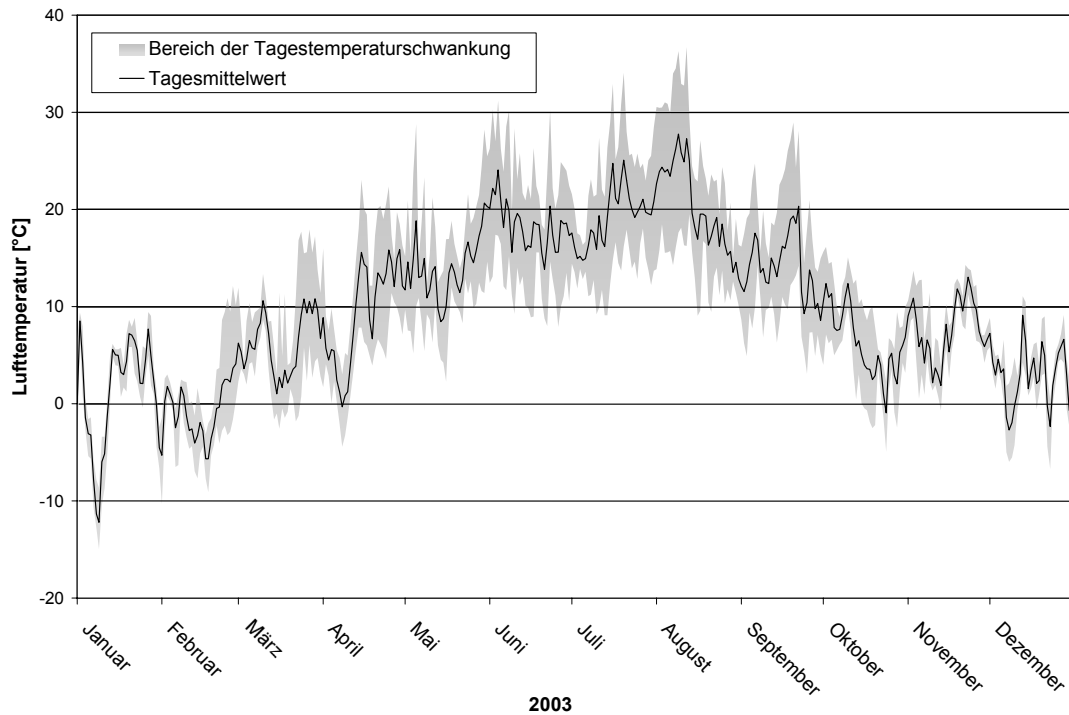


Abbildung 3.7 Mittlere tägliche Lufttemperatur, Minimal- und Maximalwerte (aus den Daten des ISFH)

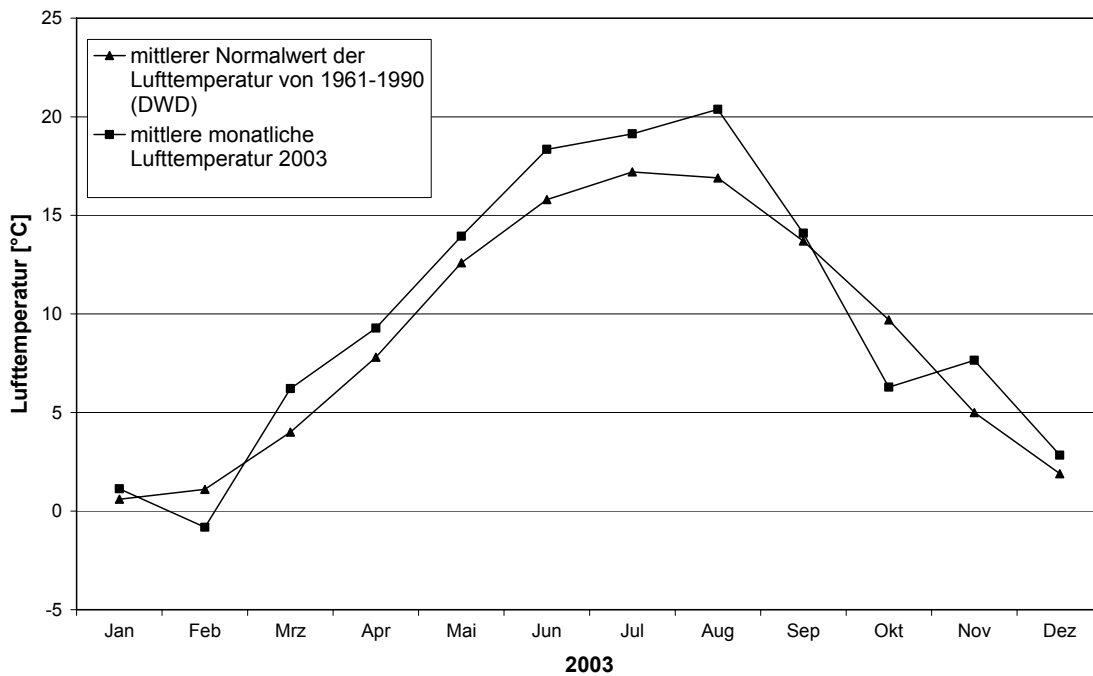


Abbildung 3.8 Monatsganglinien der Lufttemperatur für 2003 (aus den Daten des ISFH) und der Normalwert für die Jahre 1961 - 1990 ermittelt vom DWD [11]

Die Abbildung verdeutlicht die Aussage des DWD, dass es sich bei dem Sommer 2003 um einen außergewöhnlichen Sommer gehandelt hat. Der Sommer 2003 stellt somit einen Sommer dar, der so wahrscheinlich nur alle 1000 Jahre auftritt. Dennoch treten solche Sommer und auch einzelne extreme Tage wie sie in dem Sommer vorgekommen sind, immer mal auf, wenn auch nicht über einen so langen Zeitraum.

3.4.2 Sonnenstrahlung

Die Erwärmung unserer Atmosphäre und der Erdoberfläche entsteht durch die Sonneneinstrahlung. Die messbare Strahlung ist die globale Sonneneinstrahlung oder Globalstrahlung. Sie setzt sich aus der direkten und der diffusen Sonneneinstrahlung zusammen. „Die direkte Sonnenstrahlung wird als die Menge von Strahlungsenergie definiert, die in einer Zeiteinheit durch die Flächeneinheit, welche senkrecht zur Strahlungsrichtung steht, durchgeht.“ [34] Die diffuse (indirekte) Sonneneinstrahlung kennzeichnet dabei die Menge an Sonnenenergie, die durch Wolken zerstreut, aber nicht in den Weltraum abgestrahlt wird. Die diffuse Strahlung erreicht die Erdoberfläche auch, wenn der Himmel bewölkt ist [5]. Allerdings ist bei bedecktem Himmel die Abnahme der direkten Strahlung größer als der Anstieg der diffusen Strahlung. Je nach Wolkendichte wird mehr oder weniger Strahlungsenergie zurück in den Weltraum geleitet. Die größte Sonneneinstrahlung erhält die Erdoberfläche folglich an wolkenlosen Tagen.

In der DIN 4710 [13] wird die globale Sonneneinstrahlung für verschiedene Stationen mit einem Trübungsfaktor angegeben. Dieser Trübungsfaktor bezieht sich auf Aerosole, Wasserdampfgehalt und absorbierende Gase in der Atmosphäre. Bei den vom ISFH gemessenen Werten handelt es sich um Globalstrahlungswerte, das heißt dass der Trübungsfaktor nicht mehr berücksichtigt werden muss. Die Globalstrahlung wird unter realen Bedingungen gemessen womit die Trübung schon berücksichtigt ist. In Abbildung 3.9 ist der Verlauf der Globalstrahlung für den Tag mit dem höchsten Einzelwert dargestellt, zum Vergleich sind die statistischen Verläufe für einen Tag im Juni bzw. Juli aus der DIN 4710 [13] ebenfalls in dem Diagramm abgebildet (graue Linien).

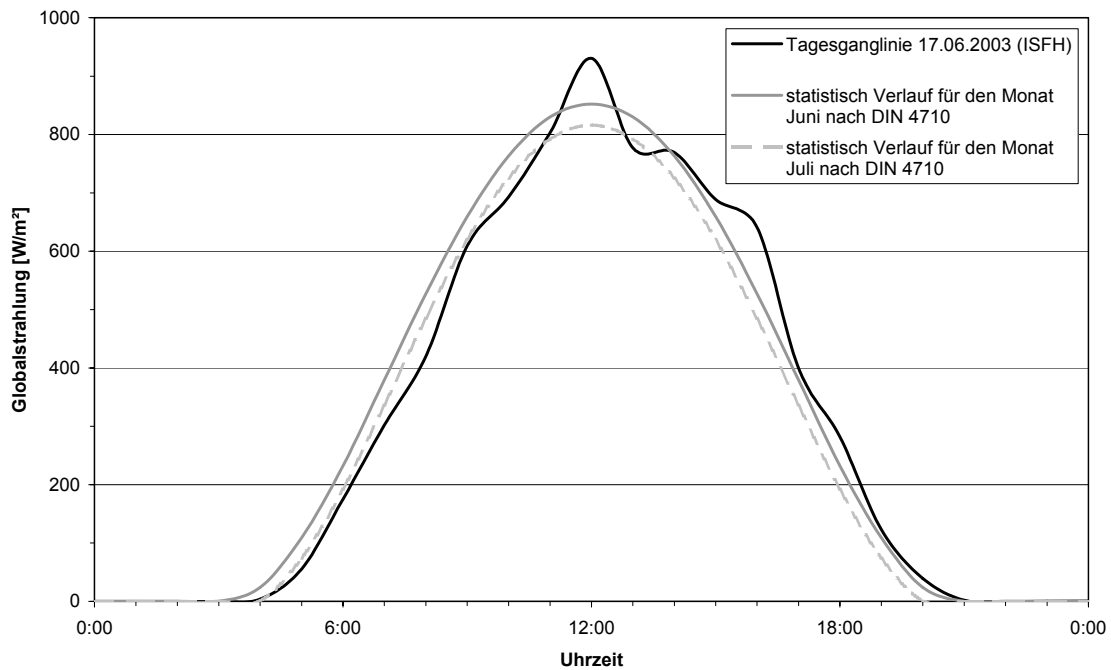


Abbildung 3.9 Tagesganglinie der Wärmestrahlung am 17.06.2003 und eines Tages im Juni bzw. Juli nach DIN 4710 [13]

Aus den einzelnen Tageswerten kann die Jahresganglinie gebildet werden. Die Abbildung 3.10 zeigt den Jahresverlauf der täglichen maximalen Globalstrahlung, wie sie vom ISFH gemessen wurde. In dem Diagramm wird diese Strahlung zeitlich mit der Temperaturkurve aus Abbildung 3.7 überlagert. Die Zeitpunkte der maximalen Strahlung stimmen nicht mit denen der höchsten gemessenen Temperaturen überein.

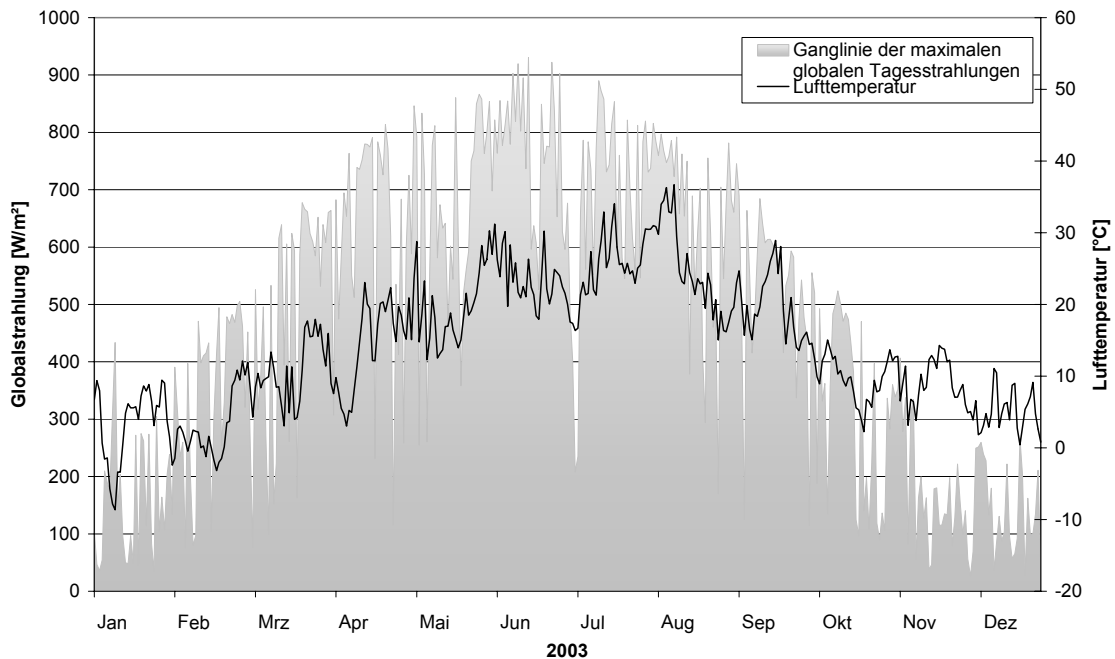


Abbildung 3.10 Ganglinie der Globalstrahlung (ISFH) überlagert mit der Temperaturkurve für das Jahr 2003

Für die weiteren Berechnungen bildet die Temperatur- und Strahlungskurve die Grundlage zur Ermittlung der Temperaturverteilung in der Betonplatte bzw. dem Aufbau. Da eine maximale Beanspruchung infolge der thermisch induzierten Spannungen und Verformungen nicht vor Juni zu erwarten ist, werden nur die Monate Juni, Juli und August genauer untersucht.

3.4.3 Randbedingungen

Vor Beginn der Berechnung müssen Start- oder Randbedingungen für das Modell definiert werden. Da es sich bei der Untersuchung um eine thermische Analyse handelt, sind damit keine Lagerbedingungen oder Freiheitsgrade gemeint, sondern z.B. konstante Knotentemperaturen.

Es werden für alle Knoten Startbedingungen in Form einer Knotentemperatur von 10 °C vorgegeben. Bis jetzt unberücksichtigt ist aber die Wirkung des Untergrundes. Je nach Zeitpunkt fließt Wärme in den kälteren Untergrund ab oder wird aus diesem an die Betonplatte abgegeben. Daher muss er berücksichtigt werden. An den Stationen des Deutschen Wetterdienstes werden die Erdbodentemperaturen in Tiefen von 0,05 bis 1,0 m gemessen, diese Werte sind in der DIN 4710 [13] für verschiedene Standorte und somit auch Bodenarten angegeben. In Potsdam besteht zudem die Möglichkeit auch in 2, 4, 6 und 12 m Tiefe die Temperatur zu erfassen. Untersuchungen dortiger

Messergebnisse haben gezeigt, dass die Erdbodentemperaturen einen zur Außenluft analogen Verlauf annehmen, der mit wachsender Tiefe eine größere Phasenverschiebung aufweist. Die Messwerte der Tiefenmessung zeigen zudem, dass ab einer gewissen Tiefe praktisch kein Jahresgang mehr zu verzeichnen ist. Dieses ist etwa bei der maximalen Messtiefe von 12 m der Fall. Hier beträgt die Temperatur durchgehend etwa 9,8 °C. Bei den Berechnungen wird deshalb ein System modelliert, welches bis in eine Tiefe von 12 m reicht und dort wird allen Knotenpunkten als Randbedingung eine konstante Temperatur von 10 °C zugewiesen.

3.5 Eigenes Berechnungsmodell

Für die Berechnung der Temperaturzustände in der Fahrbahn wird ein zweidimensionales Modell des in Abbildung 3.1 dargestellten Regelquerschnittes RQ 26 betrachtet. Eine Untersuchung in Längsrichtung, d.h. in Fahrtrichtung wird nicht durchgeführt, da hier nicht von wesentlichen Veränderungen ausgegangen werden kann. Lediglich im Bereich der Quertugen könnten sich Unstetigkeiten ergeben, da aber im betrachteten Querschnitt zwei Längsscheinfugen angeordnet sind, werden eventuell auftretende Besonderheiten von diesen auf die Quertugen übertragen. Die Abbildung 3.11 zeigt das Modell zur Berechnung der Temperatur.

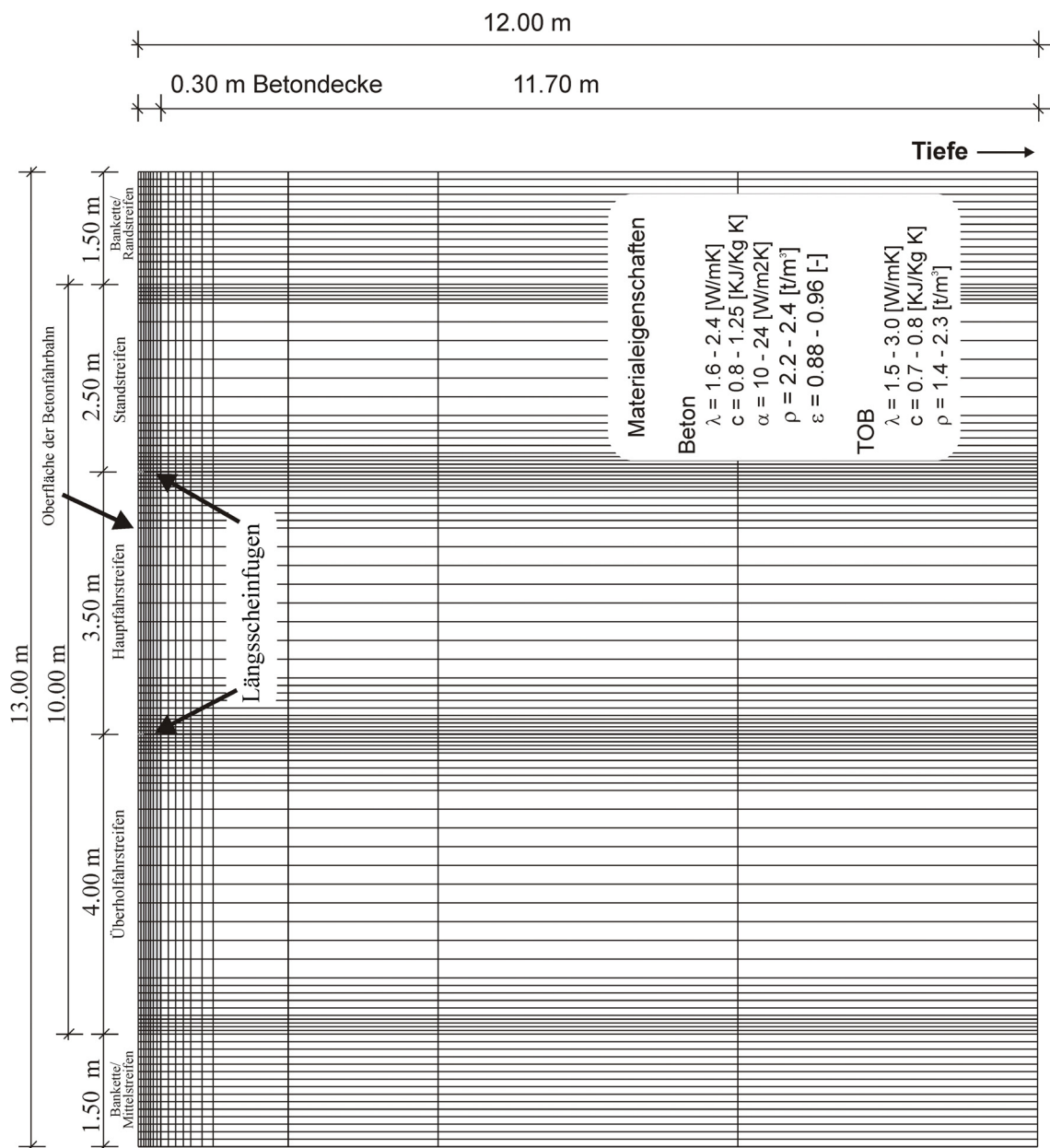


Abbildung 3.11 Querschnittsmodell zur Ermittlung der Temperaturverteilung in der Betonplatte

Im Querschnitt ist jeweils zu beiden Seiten der Fahrbahn ein unbefestigter Seitenstreifen (Mittelstreifen bzw. Bankette) mit einer Breite von 1,50 m angeordnet. Die Überholfahrspur sowie die Hauptfahrspur sind entsprechend dem Regelquerschnitt 3,5 m breit. Die Breite bis zur ersten Längsfuge wurde dabei mit 4,0 m (3,50 m Fahrspur + 0,50 m Randstreifen) entsprechend den Vorgaben der ZTV Beton-StB01 [64] im Bereich der Fahrbahnmarkierung angeordnet, die zweite Längsscheinfuge im Bereich der Standspurmarkierung bei einer Fahrbahnbreite von 7,50 m. Im oberen Bereich des Modells, d.h. im Bereich der 30 cm dicken Betondecke, sind über die Tiefe insgesamt 9 Knoten angeordnet, so dass im Mittel alle 3,75 cm ein

Temperaturwert berechnet wird. Mit zunehmender Tiefe werden die Abstände der Knoten vergrößert. Hierdurch wird das Modell vereinfacht, ohne die Ergebnisse zu beeinflussen, da der Einfluss der tieferliegenden Schichten auf die Temperaturverteilung in der Betonschicht von geringerer Bedeutung ist. In Querrichtung sind die Bereiche an den Betonrändern sowohl am Fahrbahnrand, als auch im Längsfugenbereich, feiner segmentiert als jeweils in der Plattenmitte. Die beiden Seitenstreifen werden mit einheitlichen Knotenabständen modelliert. Als Randbedingung für das Modell wird entsprechend Kapitel 3.4.3 eine konstante Temperatur von 10 °C an den unteren Knoten in einer Tiefe von 12,0 m festgelegt. Um das Modell an den realen Bedingungen zu kalibrieren, wird zunächst lediglich die Betonoberfläche durch die Sonneneinstrahlung belastet. Der Bereich des Mittel- bzw. Randstreifens ist im Normalfall begrünt und somit keiner direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Bei ersten Berechnungen hat sich die Modellierung des Fugenbereiches als kritisch erwiesen, obwohl auf die Modellierung der in der Baupraxis üblichen stufenweisen Ausbildung der Scheinfugen verzichtet wurde. Es ergeben sich im Modell einzelne Elemente, die ein ungünstiges Seitenverhältnis aufweisen, da der Fugenschnitt im Verhältnis zur Abmessung des Systems sehr gering ist.

Die Abbildung 3.12 zeigt einen solchen Ausschnitt direkt unterhalb der Fuge im Bereich des Risses. Eine Voruntersuchung zeigte aber, dass hierdurch ein Fehler von etwa 2 % auftritt, der für die weiteren Betrachtungen vernachlässigt werden kann. Zudem ist aus dieser Abbildung auf der linken Seite die Vernetzung und auf der rechten Seite die Lage des Dübels in der Betonplatte ersichtlich. Das gesamte Modell sowie die Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe sind in Abbildung 3.11 zusammenfassend dargestellt.

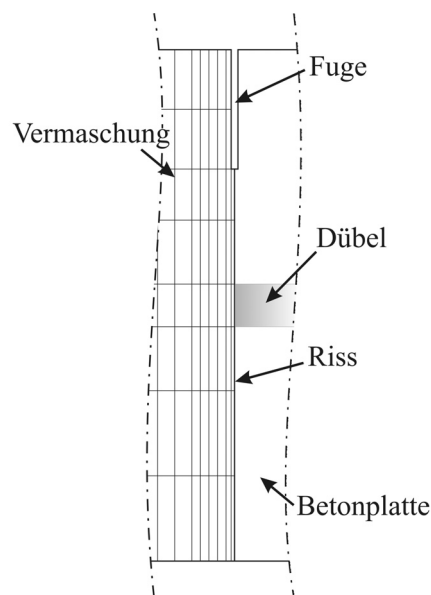


Abbildung 3.12 Detail der Fugenausbildung; links: Vermaschung, rechts: Betonplatte und Dübellage

3.6 Temperaturberechnungen

Zur Berechnung der Temperaturverteilung in der Betonplatte wird das Finite-Elemente-Programm ABAQUS[®] verwendet. Neben statischen und dynamischen Problemen können mit dieser Software auch Wärmetransport-Probleme gelöst werden. In diese Software sind sowohl Lösungsverfahren für stationäre als auch für instationäre Probleme der Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung implementiert. Zunächst wird eine Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss der Materialkennwerte aus Kapitel 3.3 zu untersuchen.

3.6.1 Parameterstudie

In der Parameterstudie werden die folgenden Größen untersucht: die Wärmeleitfähigkeit, die Wärmekapazität und die Dichte des Betons und der TOB, der Wärmeübergangskoeffizient sowie der Emissionsgrad. Hieraus ergeben sich insgesamt 15 unterschiedliche Varianten, die in der Tabelle 3.5 zusammengefasst sind.

Tabelle 3.5 Zusammenstellung der Materialkennwerte der Parameterstudie

Parameterstudie									
Versuch Nr.	variierende Größe	Beton			TOB			α	ε
		λ [W/m·K]	c [J/(kg·K)]	ρ [kg/m ³]	λ [W/m·K]	c [J/(kg·K)]	ρ [kg/m ³]		
1	λ Beton	1,6	1000	2400	2,5	750	2300	13,0	0,92
2		2,4	1000	2400	2,5	750	2300	13,0	0,92
3	λ TOB	2,0	1000	2400	1,5	750	2300	13,0	0,92
4		2,0	1000	2400	3,0	750	2300	13,0	0,92
5	χ Beton	2,0	800	2400	2,5	750	2300	13,0	0,92
6		2,0	1250	2400	2,5	750	2300	13,0	0,92
7	c TOB	2,0	1000	2400	2,5	700	2300	13,0	0,92
8		2,0	1000	2400	2,5	800	2300	13,0	0,92
9	α	2,0	1000	2400	2,5	750	2300	10,0	0,92
10		2,0	1000	2400	2,5	750	2300	24,0	0,92
11	ρ Beton	2,0	1000	2200	2,5	750	2300	13,0	0,92
12		2,0	1000	2400	2,5	750	2300	13,0	0,92
13	ρ TOB	2,0	1000	2400	2,5	750	1400	13,0	0,92
14		2,0	1000	2400	2,5	750	2300	13,0	0,92
15	ε	2,0	1000	2400	2,5	750	2300	13,0	0,88
16		2,0	1000	2400	2,5	750	2300	13,0	0,96

Die Variante 14 wurde aus dem Untersuchungsprogramm ausgelassen, da diese identisch zu der Versuchsnummer 12 ist. Für die Auswertung wurde die Variante 12 als Referenzvariante gewählt, da die dort gewählten Parameter nach der Literaturstudie den realen Größen am ehesten entsprechen. Ausgewertet werden die berechneten Temperaturen in der Betonfahrbahn nach etwa einem halben Jahr Belastung durch die in Abbildung 3.10 dargestellte Lufttemperatur und Sonnenstrahlung. Nach einer ersten Analyse hat sich gezeigt, dass die Varianten 11 bis 16 eine sehr geringe Auswirkung auf die Temperaturen in der Betonplatte haben. Aus diesem Grund werden lediglich die ersten 10 Varianten genauer untersucht. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 3.6 zusammengefasst.

Tabelle 3.6 Ergebnisse der Vergleichsuntersuchungen, Abweichung zur Temperatur der Referenzvariante 12 in %

Auswertung Voruntersuchung										
4.00 Uhr										
Versuchsnummer										
Tiefe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	-0,12	0,58	0,28	-0,11	-0,33	0,32	0,03	-0,04	1,09	-1,92
2	-0,07	0,57	0,37	-0,15	-0,50	0,50	0,04	-0,05	1,17	-2,10
3	0,09	0,48	0,46	-0,17	-0,66	0,67	0,06	-0,05	1,24	-2,26
4	0,21	0,39	0,53	-0,21	-0,77	0,75	0,06	-0,06	1,29	-2,40
5	0,30	0,31	0,63	-0,24	-0,83	0,78	0,08	-0,07	1,34	-2,54
6	0,31	0,28	0,68	-0,27	-0,84	0,75	0,07	-0,08	1,37	-2,63
7	0,27	0,29	0,76	-0,29	-0,79	0,66	0,09	-0,08	1,40	-2,72
8	0,12	0,36	0,86	-0,32	-0,62	0,48	0,10	-0,09	1,42	-2,79
9	-0,09	0,46	0,92	-0,35	-0,41	0,26	0,10	-0,09	1,43	-2,82
12.00 Uhr										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1,56	-0,43	0,23	-0,09	1,03	-1,06	0,03	-0,02	2,29	-5,18
2	0,72	0,09	0,30	-0,12	1,36	-1,40	0,03	-0,04	2,04	-4,56
3	0,05	0,54	0,38	-0,15	1,56	-1,56	0,04	-0,04	1,85	-4,03
4	-0,37	0,82	0,44	-0,18	1,62	-1,58	0,05	-0,05	1,71	-3,68
5	-0,67	1,05	0,52	-0,20	1,57	-1,45	0,06	-0,05	1,60	-3,33
6	-0,78	1,13	0,57	-0,22	1,46	-1,31	0,06	-0,06	1,53	-3,16
7	-0,81	1,18	0,65	-0,25	1,24	-1,05	0,08	-0,07	1,46	-2,96
8	-0,74	1,14	0,75	-0,30	0,88	-0,70	0,09	-0,09	1,40	-2,81
9	-0,65	1,09	0,90	-0,35	0,53	-0,38	0,12	-0,10	1,37	-2,71
20.00 Uhr										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	-0,11	0,74	0,26	-0,10	-0,50	0,45	0,03	-0,03	1,14	-1,85
2	0,30	0,46	0,35	-0,13	-0,59	0,51	0,05	-0,04	1,32	-2,35
3	0,46	0,32	0,44	-0,18	-0,56	0,42	0,05	-0,06	1,44	-2,73
4	0,44	0,33	0,53	-0,20	-0,43	0,26	0,07	-0,06	1,51	-2,93
5	0,24	0,42	0,64	-0,25	-0,22	-0,01	0,08	-0,08	1,55	-3,09
6	0,05	0,53	0,72	-0,28	-0,06	-0,19	0,09	-0,09	1,56	-3,14
7	-0,27	0,74	0,85	-0,34	0,17	-0,43	0,10	-0,10	1,55	-3,15
8	-0,67	1,03	1,06	-0,40	0,42	-0,63	0,13	-0,12	1,52	-3,08
9	-0,98	1,27	1,28	-0,48	0,55	-0,68	0,16	-0,14	1,47	-2,98

In der Tabelle 3.6 sind die prozentualen Abweichungen der Temperaturen verglichen mit der Referenzvariante (12) aufgeführt. Der Temperaturverlauf in der Betonschicht wird von der Oberseite bis zur Unterseite berücksichtigt, da er für die Reaktion in der Straße eine entscheidende Rolle spielt. Insgesamt liegen über die Tiefe verteilt Temperaturen an neun Knoten (1-9) vor. Die Tiefenlage der einzelnen Knoten über die Dicke der Betonplatte ist in Abbildung 3.13 dargestellt.

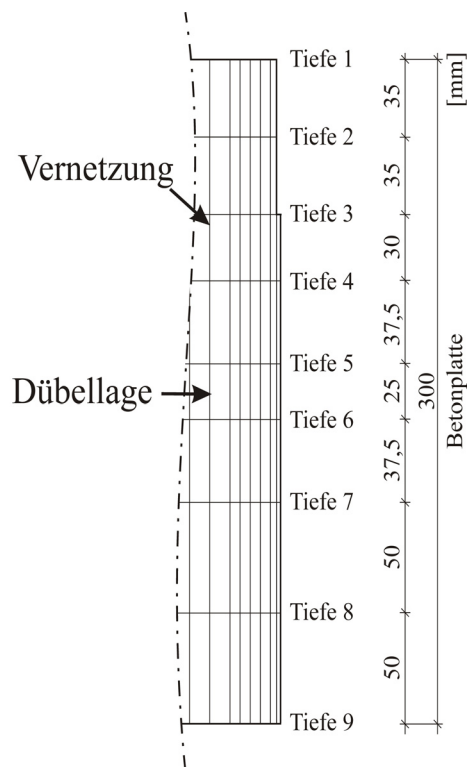


Abbildung 3.13 Tiefenlage der Plattenknoten

Um die Ergebnisse besser vergleichen zu können, ist in der Tabelle 3.7 eine Wichtung vorgenommen worden. Eine starke Temperaturänderung ΔT wird durch eine Abweichung von mehr als 1 %, eine leichte Änderung durch die Bedingung $0,5 \% < \Delta T < 1 \%$ und eine Abweichung unter 0,5 % als keine Veränderung definiert. In Abhängigkeit von der Tageszeit wirken sich einzelne Eigenschaften mehr oder weniger stark temperaturerhöhend bzw. -erniedrigend aus. Eine hohe spezifische Wärmekapazität des Betons hat in den Morgenstunden z.B. einen temperaturerhöhenden Einfluss, während sie in der Mittagszeit temperaturerniedrigend wirkt. Höhere Temperaturen in der Betonplatte werden über den gesamten Tag gesehen besonders durch eine hohe Wärmeleitfähigkeit des Betons, eine geringe Wärmeleitfähigkeit der TOB, eine geringe spezifische Wärmekapazität des Betons und einen kleinen Wärmeübergangskoeffizient erzeugt. Im Gegensatz dazu mindern eine geringe Wärmeleitfähigkeit, eine hohe spezifische Wärmekapazität des Betons und ein großer Wärmeübergangskoeffizient die Temperaturen in der Betonplatte ab.

Tabelle 3.7 Bewertung der Parameterstudie

Auswertung Voruntersuchung										
4.00 Uhr										
Versuchsnummer										
Tiefe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0	+	0	0	0	0	0	0	++	--
2	0	+	0	0	0	0	0	0	++	--
3	0	0	0	0	-	+	0	0	++	--
4	0	0	+	0	-	+	0	0	++	--
5	0	0	+	0	-	+	0	0	++	--
6	0	0	+	0	-	+	0	0	++	--
7	0	0	+	0	-	+	0	0	++	--
8	0	0	+	0	-	0	0	0	++	--
9	0	0	+	0	0	0	0	0	++	--
12.00 Uhr										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	++	0	0	0	++	--	0	0	++	--
2	+	0	0	0	++	--	0	0	++	--
3	0	+	0	0	++	--	0	0	++	--
4	0	+	0	0	++	--	0	0	++	--
5	-	++	+	0	++	--	0	0	++	--
6	-	++	+	0	++	--	0	0	++	--
7	-	++	+	0	++	--	0	0	++	--
8	-	++	+	0	+	-	0	0	++	--
9	-	++	+	0	+	0	0	0	++	--
20.00 Uhr										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0	+	0	0	0	0	0	0	++	--
2	0	0	0	0	-	+	0	0	++	--
3	0	0	0	0	-	0	0	0	++	--
4	0	0	+	0	0	0	0	0	++	--
5	0	0	+	0	0	0	0	0	++	--
6	0	+	+	0	0	0	0	0	++	--
7	0	+	+	0	0	0	0	0	++	--
8	-	++	++	0	0	-	0	0	++	--
9	-	++	++	0	+	-	0	0	++	--

++	starke Erwärmung	$\Delta T > 1,0\%$
+	leichte Erwärmung	$0,5\% < \Delta T < 1,0\%$
0	kein Temperaturunterschied	$\Delta T < 0,5\%$
-	leichte Abkühlung	$0,5\% < \Delta T < 1,0\%$
--	starke Abkühlung	$\Delta T > 1,0\%$

Für die weiteren Berechnungen werden drei unterschiedliche Materialparameterkonstellationen berücksichtigt: zunächst die schon für den Vergleich verwendete Variante 12, eine Variante, die zu höheren Betontemperaturen führt und eine letzte, die niedrigere Betontemperaturen erwarten lässt. Im Fall der Konstellation mit den hohen Betontemperaturen werden die Parameter der Varianten 2, 3, 5 und 9 miteinander kombiniert. Eingangsp Parameter sind hier eine hohe Wärmeleitfähigkeit des Betons, eine niedrige Wärmeleitfähigkeit der TOB, eine niedrige spezifische Wärmekapazität des Betons und ein geringer Wärmeübergangskoeffizient. Im gegengesetzten Fall der niedrigen Betontemperaturen, werden die Parameter der Varianten 1, 6 und 10 kombiniert, d.h. eine geringe Wärmeleitfähigkeit sowie eine hohe spezifische Wärmekapazität des Betons und ein hoher Wärmeübergangskoeffizient. Alle anderen Parameter werden im Vergleich zur Variante 12 nicht verändert. Auf Grundlage dieser Vorüberlegungen werden im Folgenden die Temperaturbeanspruchungen in der Betonfahrbahn für die drei Varianten am Tag mit der höchsten Lufttemperatur (12.08.2003; vgl. Abbildung 3.7), dem Tag mit der höchsten Sonneneinstrahlung (17.06.2003, vgl. Abbildung 3.10) und dem Tag, der nach den Voruntersuchungen die höchsten Betontemperaturen erwarten lässt (16.07.2003), bestimmt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in der Abbildung 3.14 für den 16.07.2003 (höchste zu erwartende Betontemperaturen) in der Variante "Warm" dargestellt.

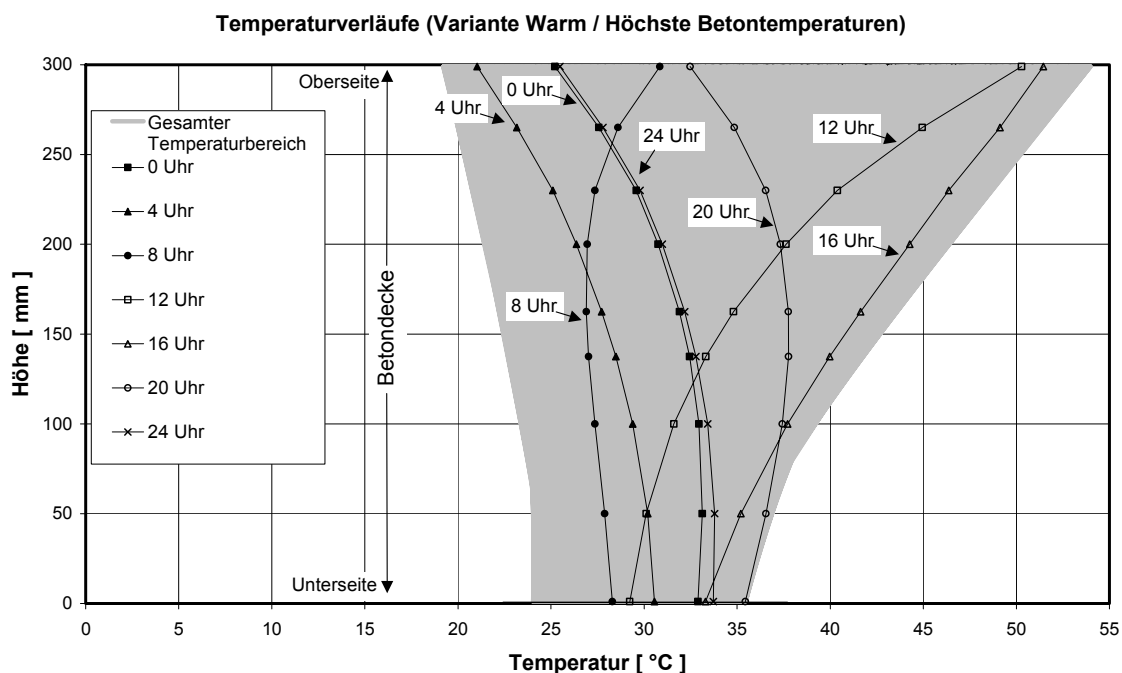


Abbildung 3.14 Bereich der Temperaturgradienten am 16.07.2003 der Variante "Warm"

Dabei kennzeichnet der grau hinterlegte Bereich alle während des Tages über den gesamten Querschnitt auftretenden Temperaturverläufe. Um die Verläufe der

Temperaturen über den Tag zu verdeutlichen, sind in Abbildung 3.14 - exemplarisch für einen Punkt des Querschnittes - die Gradienten in einem Intervall von vier Stunden dargestellt. In den ersten Stunden des Tages nimmt die Temperatur über die Tiefe ab. Dabei sinken die Temperaturen an der Oberfläche geringfügig mehr als an der Unterseite. Bereits um 8 Uhr steigt die Temperatur an der Oberseite über die Temperatur an der Unterseite. In den späten Mittagsstunden wird an der Betonoberseite die Maximaltemperatur erreicht (~15 Uhr). Danach wird die gespeicherte Wärme wieder an die kühlere Umgebung abgegeben. Etwa vier Stunden nachdem das Oberflächenmaximum erreicht wird, nehmen die Temperaturen an der Unterseite ihr Maximum an. Die Ergebnisse der drei untersuchten Varianten sind in der Anlage 1 für die Standardvariante 12, der Anlage 2 für die Variante "Kalt" und der Anlage 3 für die Variante "Warm" dargestellt. Ein Vergleich aller Ergebnisse zeigt, dass die Verteilungen der Temperaturverläufe qualitativ identisch aussehen. An der Oberfläche der Betonplatte ist die Spanne zwischen niedrigster und höchster Temperatur am größten, da über die Oberfläche die meiste Energie in die Platte eingebracht wird und auch dort wieder entweicht. Dem gegenüber ist die Temperaturspanne an der Unterseite gering. Dieses könnte ein Hinweis auf den Einfluss der Unterlage sein, die das Temperaturverhalten in den unteren Zentimetern beeinflusst. Die Verteilung der Temperaturverläufe der drei Varianten unterscheiden sich in der jeweiligen minimalen und maximalen Temperatur an der Ober- bzw. Unterseite. Es zeigt sich, dass eine größere Temperaturdifferenz an der Oberseite gleichzeitig auch eine größere Differenz an der Unterseite zur Folge hat. Offensichtlich scheinen auch bei einem Vergleich der beiden Tage mit der höchsten Lufttemperatur und der höchsten Sonneneinstrahlung im Falle der Sonneneinstrahlung die Temperaturmaxima und -minima größere Differenzen aufzuweisen. Da die beiden Tage aber fast zwei Monate auseinander liegen, ist ein Vergleich (ohne Berücksichtigung der direkten Vorgeschichte) nicht sinnvoll. Die maximale Temperatur, die in allen Untersuchungen ermittelt wurde, beträgt 53,9 °C (s. Anlage 3 und Abbildung 3.14). Diese liegt über den Erfahrungswerten, wie sie z.B. *Choubane* [9] und auch *Schuster* [48] beschreiben. Allerdings kann dieses auf die zugrundeliegenden Klimadaten zurückgeführt werden, da der Sommer des Jahres 2003 ein außergewöhnlich heißer Sommer war.

Bei den Untersuchungen hat sich gezeigt, dass unabhängig von den gewählten Materialparametern qualitativ identische Temperaturverteilungen in der Betonplatte hervorgerufen werden. Aus diesem Grund wird nachfolgend nur noch der Lastfall "warm" am Tag der höchsten Betontemperaturen betrachtet. Aus den ermittelten Temperaturdaten wird für jeden einzelnen Querschnittsknoten die thermische Belastungsgeschichte in einem Intervall von 15 Minuten bestimmt. Diese bildet die Grundlage für die folgende Spannungs- und Dehnungsberechnung.

3.7 Maßgebende Nullspannungstemperaturverläufe

Wie bereits in Kapitel 2.2.2 dargestellt, ist die Ermittlung eines realen Nullspannungstemperaturverlaufes nicht ohne weiteres möglich. Deshalb werden für die Spannungs- und Dehnungsberechnungen repräsentative Verläufe gewählt. In Anlehnung an die Versuche von *Mangold* [38] und die Untersuchungen von *Hiller* und *Springenschmid* [24] sind in Abbildung 3.15 einige Verläufe von Nullspannungstemperaturen schematisch dargestellt.

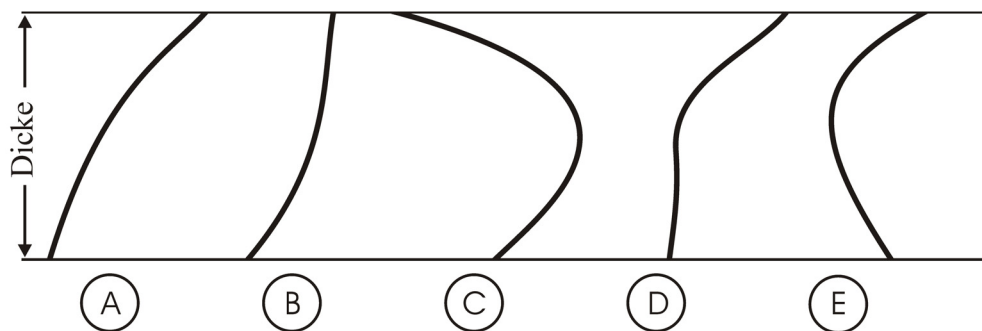


Abbildung 3.15 Schematische Darstellung von Nullspannungstemperaturverläufen

Im Folgenden sollen die oben dargestellten Verläufe kurz in ihrer Entstehung beschrieben werden. Der Verlauf A ist fast linear und stellt sich ein, wenn bei konstanten Witterungsverhältnissen (Frischbetontemperatur \triangleq Außentemperatur) auf eine dementsprechend temperierte Unterlage betoniert wird und dabei die Oberfläche nur geringer Sonneneinstrahlung ausgesetzt ist.

Der Verlauf B deutet darauf hin, dass die Unterlage kühler war als der Beton und diesem deshalb Energie entzieht. Der zur Oberseite ebenfalls steile Verlauf ist bedingt durch ein Auskühlen an der Oberseite.

Im Fall des Verlaufes C stellt sich eine konvexe Form ein. Aufgrund einer starken Abkühlung sowohl an der Unter-, als auch an der Oberseite wird dem Beton dort Energie entzogen. An der Oberseite kann dieses z.B. durch die Nassnachbehandlung geschehen, bei der durch das Verdunsten des Wassers eine Abkühlung der Oberfläche erfolgt (Verdunstungskälte). Wird nach einer kühlen Nacht bereits am frühen Morgen auf eine noch kalte Unterlage betoniert, so entzieht diese, wie in diesem Beispiel, dem frischen Beton Energie.

Die beiden Verläufe D und E resultieren aus den entgegengesetzten Randbedingungen. Durch eine intensive Sonneneinstrahlung steigt der Temperaturgradient an der Oberseite zusätzlich zur freiwerdenden Hydratationswärme. An der Unterseite hingegen ist im Fall D der Energieaustausch mit der Unterlage kaum merkbar, während im Fall E die

Unterlage bereits vor dem Betonieren so warm gewesen ist, dass sie zusätzliche Energie an den Beton abgibt.

Die in Abbildung 3.15 qualitativ dargestellten Nullspannungstemperaturverläufe sind aus Versuchen und Untersuchungen hervorgegangen. Lediglich der Verlauf E ist eine Annahme, da der Untergrund im Normalfall nicht mehr Energie abstrahlt als bei der Hydratation frei wird. Dieser Verlauf wurde deshalb gewählt und untersucht, weil hierbei im mittleren Bereich der Scheinfuge sehr große Verformungen und somit Spannungen aus einer aufgetragenen Temperaturbelastung zu erwarten sind. Wie *Eisenmann* [17], [16] vermutet und auch berechnet hat, entstehen in diesem Bereich Querkzugspannungen, die einen Riss im Beton verursachen.

Trotz der zahlreichen Untersuchungen werden in der Literatur selten konkrete Messergebnisse dargestellt. Zwar schreibt *Wicke* [57], [56], dass die maßgebende Nullspannungstemperatur auch 15 °C über der Einbautemperatur liegen kann, nennt aber keine direkten Messwerte. Zudem gibt *Springenschmid* [50] einen nichtlinearen Nullspannungstemperaturverlauf an, der eine Differenz von 10 °C bis 15 °C zwischen Ober- und Unterseite aufweist. Für die weiteren Berechnungen werden jedoch konkrete Werte für den Nullspannungsverlauf über die Plattendicke als Eingangsgröße benötigt. In Anlehnung an die ZTV-Beton StB01 [64], [20] wird angenommen, dass im Regelfall ein Betoneinbau bei Lufttemperaturen nicht unter 5 °C und nicht über 25 °C erfolgt. Des Weiteren sind Betontemperaturen unter 5 °C und über 30 °C ohne entsprechende Maßnahmen während der Bauphase unzulässig. Aus diesem Grund wird auch für den Nullspannungstemperaturverlauf eine untere Grenze mit 5 °C und eine obere mit 30 °C angenommen. Entsprechend den qualitativen Verläufen der Abbildung 3.15 werden die Werte über die Tiefe bestimmt. Die Nullspannungstemperaturen in Abhängigkeit der Tiefe sind für alle Varianten in der Anlage 4 für eine maximale Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterkante $\Delta T=5\text{ °C}$ (7,5 °C) und in Anlage 5 für $\Delta T=10\text{ °C}$ (15 °C) zusammengefasst. Exemplarisch ist in der Abbildung 3.16 für den Verlauf A ein Auszug aus der Tabelle (Anlage 4) dargestellt.

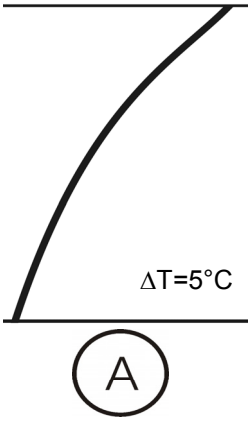
Nullspannungstemperaturverlauf		
Position in der Betonplatte unter OK	Nullspannungstemperatur in der Betonplatte	
Außenluft	5°C	30°C
[mm]	[°C]	
0,0	10,0	30,0
35,0	9,1	29,1
70,0	8,3	28,3
100,0	7,5	27,5
137,5	6,9	26,9
162,5	6,5	26,5
200,0	6,0	26,0
250,0	5,5	25,5
300,0	5,0	25,0

Abbildung 3.16 Werte des Nullspannungstemperaturverlaufs A

4 Berechnung der Spannungen und Verformungen

Die Simulation der Betonfahrbahnplatten unter Temperaturbelastungen erfolgt ebenfalls mit dem Programmsystem ABAQUS[®]. Als Belastungsgrößen dienen die in Kapitel 3 ermittelten Temperaturen im Querschnitt der Betonfahrbahn sowie die dort ermittelten Nullspannungsverläufe.

4.1 Berechnungsmodell

Zur Ermittlung der Beanspruchung in einer Betonplatte infolge realer Temperaturen wird nicht das in Kapitel 3.5 beschriebene 2D-Modell zur Bestimmung der Temperaturverteilung verwendet, sondern ein 3D-Modell. In Abbildung 4.1 ist eine Skizze des Modells abgebildet.

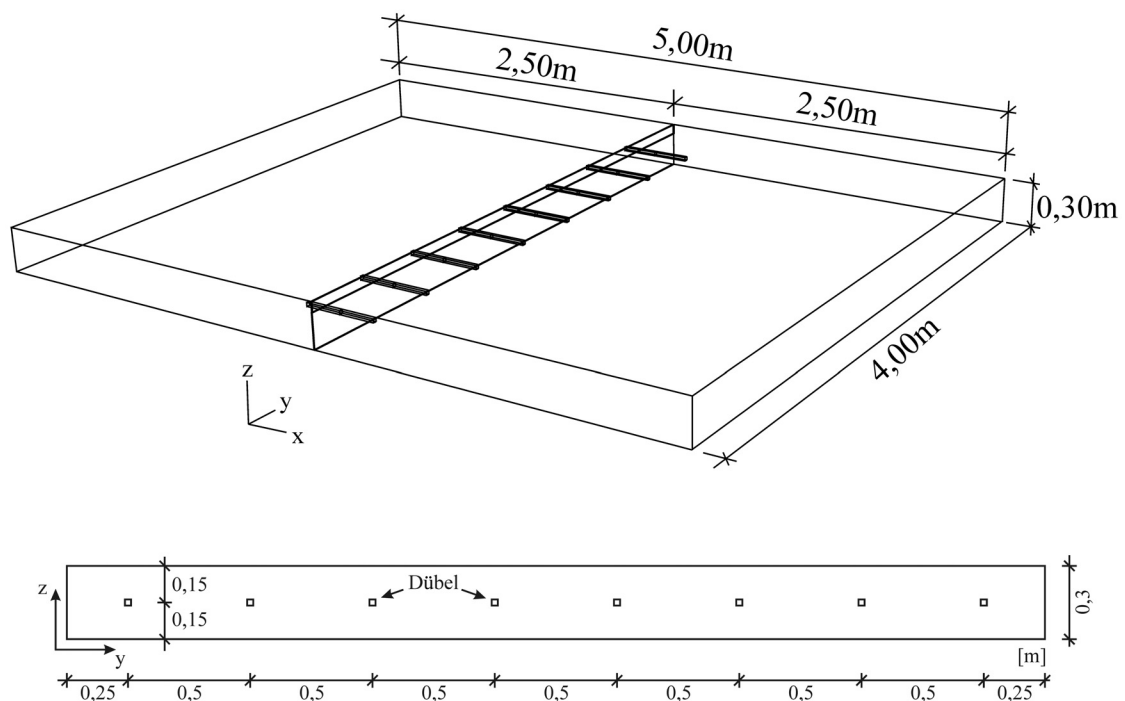


Abbildung 4.1 3D-Modell der Betonplatten zur Berechnung der Beanspruchung infolge Temperatur

Es besteht aus zwei halben Platten, die durch eine Fuge getrennt sind. Die Platten sind 2,50 m lang und 4,00 m breit entsprechend den Abmessungen eines Überholfahrstreifens des Regelquerschnittes RQ 26 aus Abbildung 3.11. Die Plattendicke beträgt 30 cm. Für dieses Modell wird nur ein vereinfachter Fugenschnitt mit einer Tiefe von 7 cm und einer Breite von 8 mm modelliert. Zusätzlich werden die

in Längsrichtung - auf halber Plattenhöhe - liegenden Dübel ($\varnothing 25$ mm) im Modell berücksichtigt. Insgesamt sind über den Plattenquerschnitt acht Dübel im Abstand von jeweils 50 cm angeordnet, wobei der erste und letzte Dübel einen Randabstand von 25 cm hat.

4.1.1 Diskretisierung des Modells und Randbedingungen

Die Diskretisierung des Modells findet in mehreren Schritten statt. Zunächst werden mögliche Randbedingungen untersucht, bewertet und festgelegt. Danach erfolgt eine Analyse des Modells im Hinblick auf die Ausnutzung von weiteren Symmetrien. Des Weiteren wird die Abhängigkeit der Rechenergebnisse von der Anzahl und Größe der einzelnen Elemente untersucht.

• Randbedingungen

Die Bewegung der Betonfahrbahnplatten ist in der Wirklichkeit durch die Tragschicht nach unten und durch die Bodenreibung zu den Seiten behindert. Die realitätsgetreue Abbildung in einem FE-System erfordert eine elastisch gebettete Zwischenschicht, welche mit der Unterseite der Betonplatte in Kontakt steht. Vereinfacht kann die Tragschicht selbst als eine elastische Bettung dargestellt werden. Hierfür bietet ABAQUS die Möglichkeit, eine elastische Bettung zu definieren, die durch die Bettungszahl k [N/mm^3] beschrieben wird. Nach *Westergaard* (s. [17]) kann k mit dem Plattendruckversuch unter Verwendung einer Lastplatte mit einem Durchmesser von 760 mm bestimmt werden. Nach *Eisenmann* [17] ergeben sich unter diesen Versuchsbedingungen, bei den heute dickeren Betondecken zu große Bettungszahlen. Er empfiehlt deshalb, die Bettungszahl k durch theoretische Betrachtungen mit Hilfe der Äquivalenztheorie von *Odemark* und der Halbraumtheorie zu bestimmen. Die Bettungszahl für eine Betonplatte auf einem Untergrund ergibt sich aus der Formel (4.1).

$$k = \frac{E_u}{h_1^*} = \frac{E_u}{0,83 \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_u}}} \quad [\text{N}/\text{mm}^3] \quad (4.1)$$

mit

E_u E-Modul des Untergrundes in [N/mm^2]

E_1 E-Modul des Betons in [N/mm^2]

h_1 Dicke der Betondecke in [mm]

Für den E-Modul des Betons wird bei den Berechnungen ein Wert von $E_1=30000 \text{ N}/\text{mm}^2$ angenommen. Für die Unterlage bzw. den Untergrund wird der E-Modul E_u entsprechend der Bauweise auf einer Schottertragschicht nach RStO 01

(Tafel 2 Zeile 3) [46] gleich dem geforderten E_{v2} von 150 N/mm^2 gesetzt. Die Dicke h_1 beträgt wie beschrieben 300 mm . Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich eine Bettungszahl von $k=0,103 \text{ N/mm}^3$.

Um bei einem dreischichtigen System (Betondecke, verfestigte Tragschicht und Untergrund) den Bettungsmodul k mit der Gleichung (4.1) bestimmen zu können erfolgt die Berechnung der Ersatzdicke h^* mit der Gleichung (4.2).

$$h^* = 0,83 \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_u}} + c \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_u}} \quad (4.2)$$

mit

h^* = Ersatzdicke

$c = 0,83$ hydraulisch gebunden

$c = 0,90$ bitumengebunden sowie nicht gebunden

Es ergibt sich für ein ähnliches System auf einer hydraulisch gebundenen Tragschicht mit einem E-Modul $E_2=6000 \text{ N/mm}^2$, eine Bettungszahl von $k=0,076 \text{ N/mm}^3$.

Es wird hier für eine Bauweise mit Betondecke auf einer Schottertragschicht mit einem Bettungsmodul $k=0,103 \text{ N/mm}^3$ gerechnet.

Die in der Fuge zwischen Betonplatte und Tragschicht auftretende Bodenreibung wird vernachlässigt, da bei der Analyse der Zeitpunkt einer bereits geschlossenen Fuge betrachtet wird und dann keine horizontalen Bewegungen der Platten zu erwarten sind.

Als weitere Randbedingung wird am linken und rechten Rand des Modells (s. Abbildung 4.1), d.h. jeweils in Plattenmitte, eine Symmetrieebene eingeführt. Hierdurch ist die Verschiebung in Längsrichtung sowie die Verdrehung in der Symmetrieebene untersagt. Dieses entspricht einem idealen Modell, bei dem sich eine Betonplatte unter Temperatureinwirkung gleichmäßig ausdehnt, wobei die Relativbewegung der Plattenmitte in Längsrichtung $\Delta x=0$ ist.

- **Kontaktbedingungen**

Um die Kraftübertragung in der Fuge von der einen zur anderen Platte untersuchen zu können, werden die beiden Stirnseiten im Bereich der Fuge als Kontaktflächen definiert. In Abbildung 4.2 sind diese in dunkelgrau dargestellt.

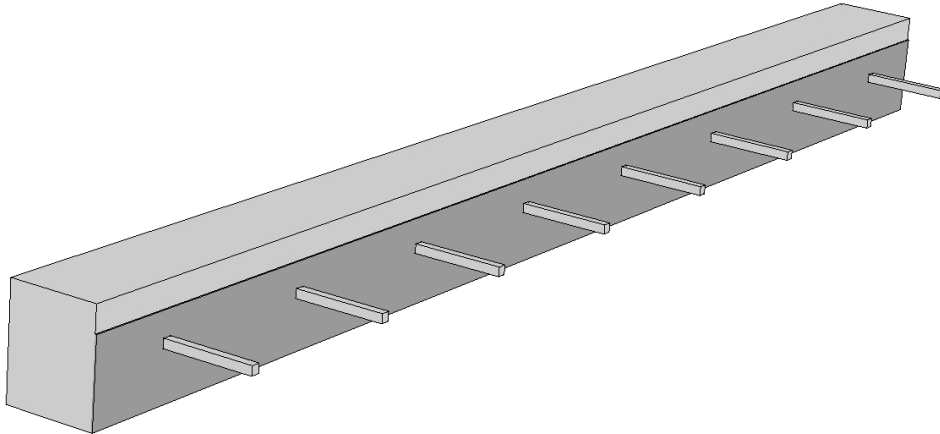


Abbildung 4.2 Fugenbereich einer Plattenhälfte mit gekennzeichneteter Fugenkontaktfläche (dunkelgrau)

Hierdurch ist es möglich, auftretende Druckkräfte in der Fuge zu übertragen. Im Neubauzustand entstehen in den Scheinfugen nach unten unkontrolliert reißende Risse, wodurch eine Verzahnung der beiden Platten vorhanden ist. Ein Maß hierfür ist der Wirksamkeitsindex W (s. bei *Eisenmann* [17]), der messtechnisch erfasst werden kann. Diese Rissverzahnung ist bei der Übertragung von Querkraften aus Verkehrsbelastungen von einer zur anderen Platte wichtig. Bei dem hier zu untersuchenden Problem ist diese Wirkung von nachrangiger Bedeutung und wird darum vernachlässigt. Zudem zeigen Erfahrungen aus Messungen, dass der Wirksamkeitsindex mit der Liegezeit abnimmt. Bei den Untersuchungen wird deshalb die Simulation der Verzahnung nicht berücksichtigt und kein Reibwert der Kontaktflächen angegeben.

Die Einbindung der Dübel in das Modell erfolgt ebenfalls über die Definition von Kontaktflächen. Aus der Literatur ist bekannt, dass Dübel bei der FE-Analyse üblicherweise durch Stabelemente simuliert oder über Federn geringer Steifigkeit mit dem Beton verbunden werden. Als Folge davon ist eine Übertragung von Zugkräften durch die Dübel möglich. Dieses entspricht nicht den realen Bedingungen, weshalb die Kraftübertragung zwischen dem umgebenden Beton und den Stahldübeln als Kontaktproblem beschrieben wird. Wie in Abbildung 4.2 zu erkennen ist, werden die Dübel als Rechteckquerschnitt in das Modell eingebunden; einerseits, um so den Diskretisierungsaufwand gering zu halten, andererseits zur Reduzierung des Rechenaufwandes. Der einzelne Dübel besteht aus zehn Kontaktflächen, die jeweils mit fünf Kontaktflächen in jeder Betonplatte in Verbindung treten. Der Reibungswert zwischen Beton und Stahl wird mit $\mu=0,05$ [-] angenommen.

- **Modellvariationen**

Hier soll kurz auf die im Vorfeld der eigentlichen Untersuchung durchgeführten Überlegungen zur Vereinfachung des Modells eingegangen werden. Wie oben beschrieben, wird die Symmetrie der Betonplatten bei der Modellbildung entsprechend Abbildung 4.1 in x-Richtung bereits ausgenutzt. Da das gesamte System aber auch in y-Richtung eine Symmetrie aufweist, liegt es nahe, diese bei der Berechnung zu berücksichtigen. Es zeigt sich allerdings, dass die Einführung einer zweiten Symmetrieebene keine große Minimierung des Rechenaufwandes bedeutet. Vielmehr entstehen numerische Probleme in den Schnittpunkten der Fugenkontaktflächen mit der Symmetrieebene. Deshalb wird auf eine weitere Vereinfachung des Modells verzichtet.

Eine unterschiedlich feine Vernetzung der beiden Betonplatten wird ebenfalls verworfen, da sich Unterschiede in den Ergebnissen zeigen. Bei der endgültigen Festlegung der Knotenabstände wird versucht, eine Optimierung zwischen einem geringen Rechenaufwand und ausreichend genauen Ergebnissen zu finden. Da die ersten Berechnungen zeigen, dass die maximalen Belastungen im Fugenbereich auftreten, wird in diesem Bereich eine feinere Vernetzung gewählt. Zur Plattenmitte werden die Knotenabstände vergrößert. In y-Richtung wird der Bereich zwischen zwei Dübeln in 5 gleichgroße Elemente unterteilt. In z-Richtung wird die Unterteilung des 2D-Modells (Abbildung 3.13) übernommen. In diesen Tiefen sind die Temperaturen der Knoten berechnet worden.

4.2 Materialkennwerte

Für die Berechnung der Beanspruchung infolge einer Erwärmung der Betonplatte werden einige Materialparameter der beiden Baustoffe Beton und Stahl benötigt. Diese sind in der Tabelle 4.1 zusammengefasst.

Tabelle 4.1 Materialkennwerte

Baustoff	Masse	E-Modul	Ausdehnungs- koeffizient	Querkontraktions- zahl
	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[-]	[-]
Beton	24	30000	0,00001	0,3
Stahl	78,5	209000	0,00001	0,3

4.3 Betonmodell in ABAQUS

4.3.1 Betoneigenschaften

Die Materialeigenschaften von Beton können mit dem verallgemeinerten Hook'schen Gesetz nicht hinreichend beschrieben werden. Selbst bei gleichmäßiger einaxialer Belastung stellt sich im Beton kein homogener Spannungszustand ein. Überdies besitzt der Werkstoff Beton die Eigenschaft, dass er auf Zug- und Druckbeanspruchung unterschiedlich reagiert. Diese Tatsache führt zu zwei verschiedenen Versagensmechanismen, von denen nur selten einer alleine vorliegt. Das Verhalten des Betons ist auch abhängig von dem vorherrschenden Spannungszustand (einaxial oder mehraxial).

Zugbeanspruchung

Weggesteuerte Zugversuche an Probekörpern mit unterschiedlichen Längen ergeben sehr ähnliche Last–Verschiebungskurven (Abbildung 4.3, links). Im Nachbruchbereich unterscheiden sich die Spannungs–Dehnungsbeziehungen hingegen stark (Abbildung 4.3, rechts).

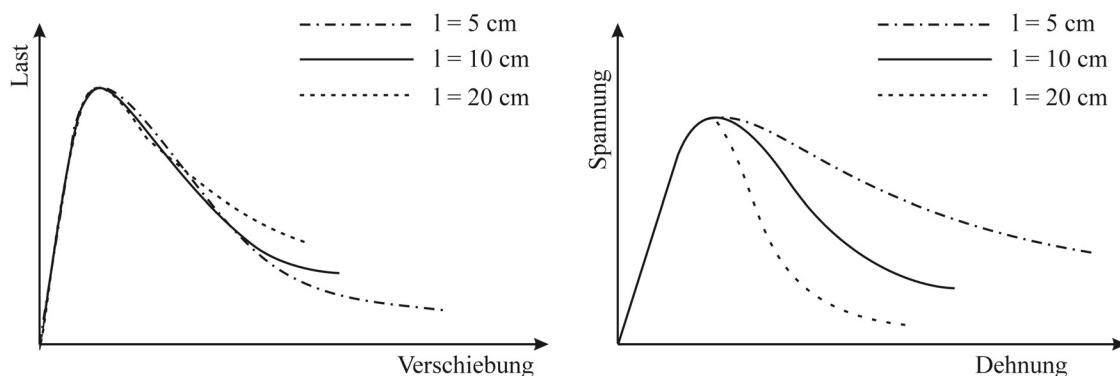


Abbildung 4.3 Einfluß der Probenlänge auf die Last–Verschiebungskurve (links) und Spannungs–Dehnungslinie (rechts); nach [42]

Ursache ist das Phänomen der Lokalisierung, bei der das Aufreißen des Betons nur in einem sehr schmalen Bereich stattfindet. An diesem Ort der größten Querschnittsschwächung schließen sich Mikrorisse zu einem durchgehenden Rissband zusammen. Gleichzeitig setzt in den angrenzenden Materialbereichen Entlastung ein. Die dabei gemessene Längenänderung Δl setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Während infolge der elastischen Entlastung im ungerissenen Teil eine Verkürzung auftritt, führt die Auflockerung in der sogenannten Rissprozesszone zu einer Vergrößerung der Rissöffnungsweite w und somit insgesamt zu einer Verlängerung der Probe.

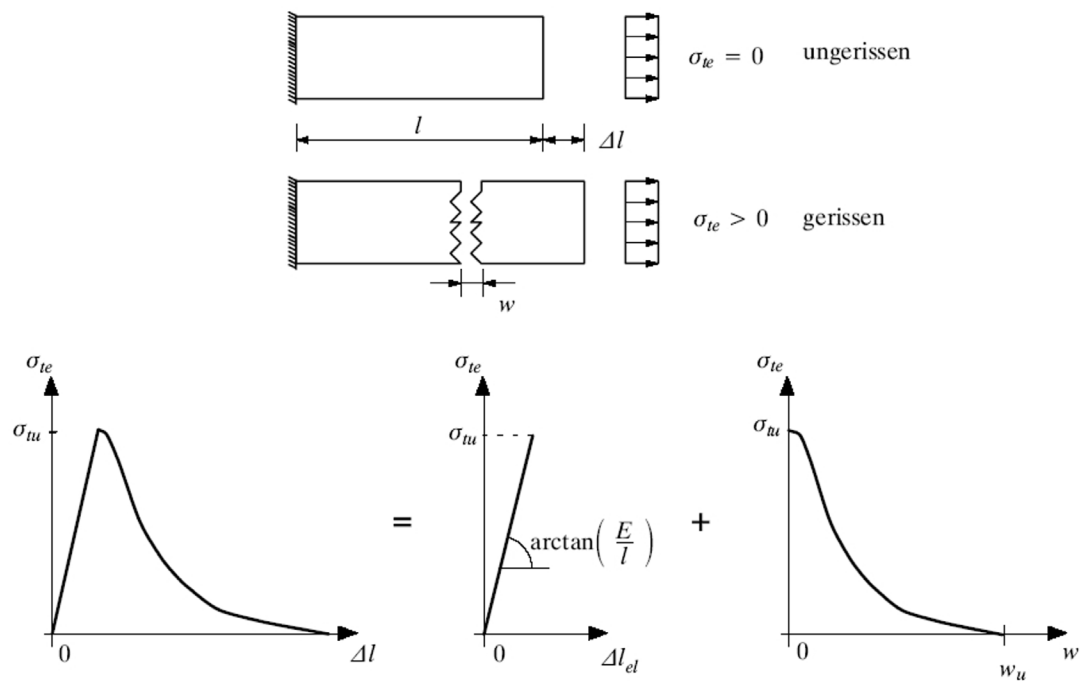


Abbildung 4.4 Längenänderung einer Zugprobe im Nachbruchbereich [42]

Die Längenänderung Δl kann mit Gleichung (4.3) bestimmt werden.

$$\Delta l = \frac{\sigma_{te}}{E} \cdot l + w \quad (4.3)$$

σ_{te} bezeichnet die übertragbare Zugspannung normal zum Riss und E den Elastizitätsmodul des Betons.

Druckbeanspruchung

Unter Druck ziehen die Zuschlagskörner, aufgrund ihrer höheren Steifigkeit, die Lasten an. Es stellt sich ein veränderlicher dreiaxialer Spannungszustand ein.

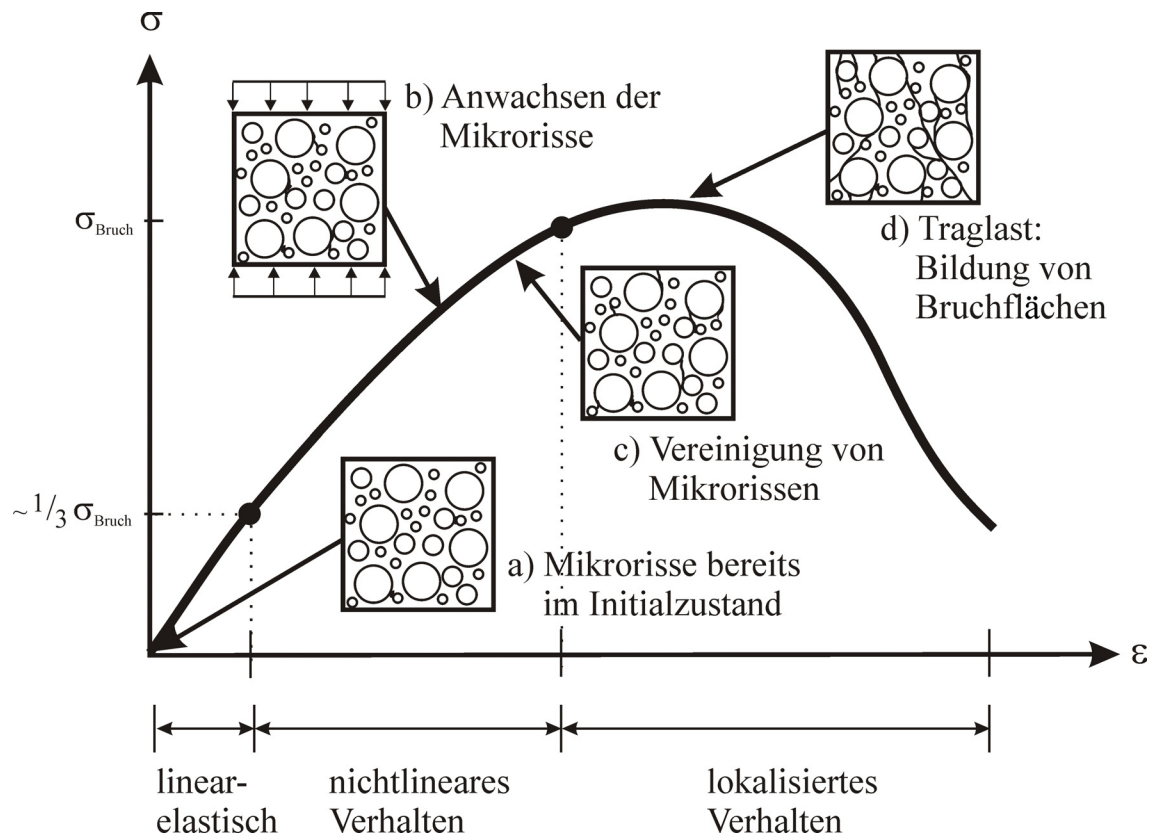


Abbildung 4.5 Spannungs–Dehnungslinie eines einaxialen Druckversuches; nach [40]

Schon im unbelasteten Zustand sind Mikrorisse im Zementstein und zwischen Zuschlag und Zementstein vorhanden. Diese Risse beruhen auf Eigenspannungen, die aufgrund des Schwindens in den Beton eingetragen werden (Abbildung 4.5 a). Bleiben die einaxialen Druckspannungen unterhalb eines Drittels der Betondruckfestigkeit, gibt es kaum Änderungen im anfänglichen Mikrorissbild. Das Verhalten des Betons ist hier deshalb nahezu linear–elastisch. Übersteigen die Spannungen ein Drittel der Druckfestigkeit, kommt es zu einem Anwachsen der Mikrorisse. Hieraus resultiert eine Krümmung der Arbeitslinie (Abbildung 4.5 b). In der Nähe der maximal aufnehmbaren Druckspannung vereinigen sich Mikrorisse, was zu einer fortschreitenden Zerstörung des Gefüges führt (Abbildung 4.5 c). Nach Erreichen der Traglast bestimmen die lokalen Verformungen in den Bruchflächen den Verlauf der Spannungs–Dehnungsbeziehung und führen zur Entfestigung (Abbildung 4.5 d). Analog zum Materialverhalten unter Zug, bildet sich nach *van Mier* [53] auch unter Druck das Phänomen der Lokalisierung aus. Allerdings ist es unter Druck weniger stark

ausgeprägt als unter Zug. In Abbildung 4.6 sind die Ergebnisse der Untersuchungen dargestellt.

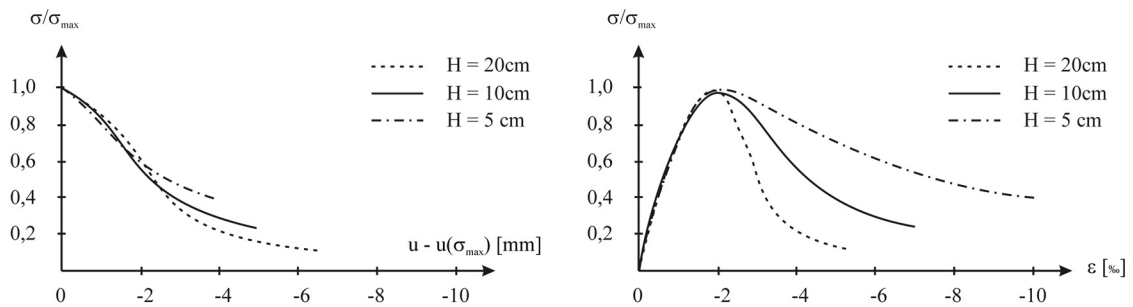


Abbildung 4.6 Probenverkürzung [mm] im Nachbruchbereich (links), Spannungs-Dehnungslinien für verschiedene Probenhöhen (rechts); nach [42]

Mehraxiale Beanspruchung

Beton zeigt bei einer mehraxialen Beanspruchung in der Hauptrichtung, eine stark ausgeprägte Abhängigkeit seiner Festigkeit von den Normalspannungen in den anderen orthogonalen Richtungen. Grundsätzlich ist die Festigkeit bei zweiachsiger Druckbeanspruchung immer höher als bei einachsiger. Zur Beschreibung des biaxialen Materialverhaltens ist es zweckmäßig, zwischen Versagenskurven und den Spannungs-Dehnungsbeziehungen zu unterscheiden. Während die Versagenskurven im zweidimensionalen Hauptnormalspannungsraum experimentell bestimmt werden können, gibt es keine generell eindeutigen Formulierungen von Spannungs-Dehnungsbeziehungen [39]. Es besteht lediglich der Zusammenhang, dass die Versagenskurven die Spannungsmaxima in den Spannungs-Dehnungsbeziehungen wiedergeben. Experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der biaxialen Versagenskurven von Beton wurden unter anderem von *Kupfer* [31] [30] und *Linse* [35] durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche beinhalten Spannungs-kombinationen, die zum Versagen des Betons führen. Diese werden zu der sogenannten „Bruchumhüllenden“ zusammengefasst. In Abbildung 4.7 sind einige Ergebnisse für Betone mit unterschiedlichen Festigkeiten dargestellt.

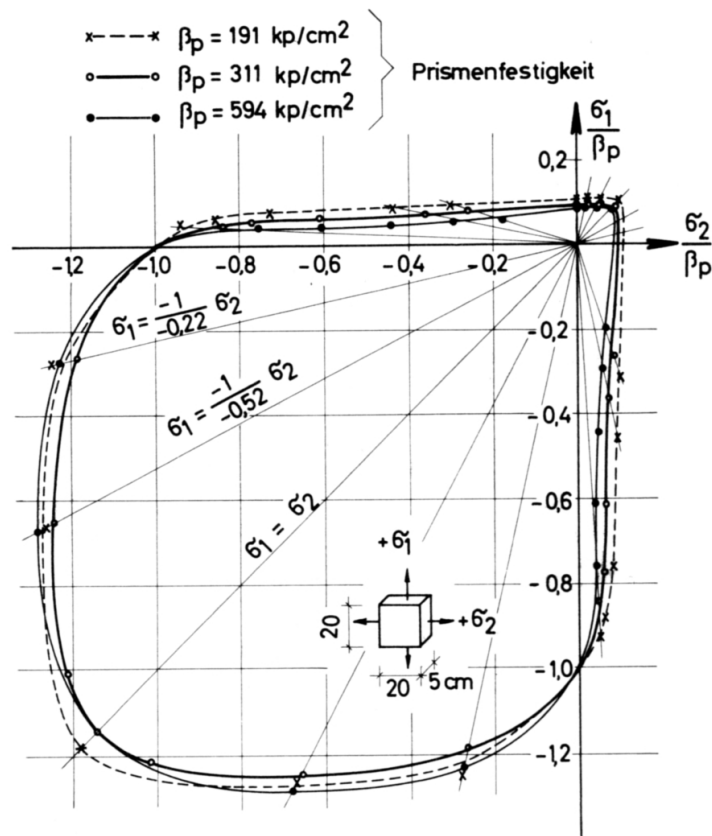


Abbildung 4.7 Festigkeit des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung [30]

Entsprechende Ergebnisse für einen Beton unter dreiachsiger Belastung zeigt die Abbildung 4.8.

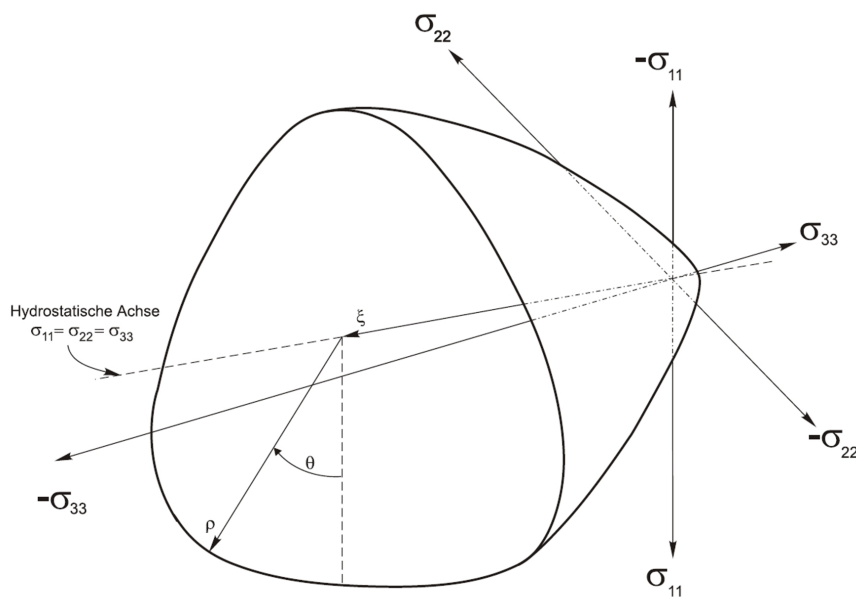


Abbildung 4.8 Triaxiale Betonversagensfläche nach [36]

Umsetzung der Eigenschaften in ABAQUS

In ABAQUS sind zwei unterschiedliche Betonmodelle implementiert: das "Concrete Smeared Cracking-Modell" und das "Concrete Damaged Plasticity-Modell". Für die hier durchgeführten Untersuchungen ist allerdings das "Concrete Damaged Plasticity"-Modell geeigneter, da es zyklische Belastungen und die Entstehung einzelner Risse besser abbilden kann. Das elastoplastische Schädigungsmodell beschreibt den Beton mit Hilfe einer isotropen Schädigungsformulierung, kombiniert mit isotroper Plastizität und einem nicht-assoziierten Fließgesetz. Schwerpunkte dieses Modells sind:

- die plastische Potentialfunktion
- die experimentell ermittelten Verfestigungsflächen
- Spannungs-Dehnungsbeziehungen im inelastischen Bereich
- die Berücksichtigung der Betonschädigung durch die Reduzierung des E-Moduls

Das Verhalten des Betons unter mehraxialer Beanspruchung im Bereich zwischen der Elastizitäts- und Festigkeitsgrenze wird durch die Potentialfunktion F (4.4) und die Verfestigungsfläche beschrieben.

$$F = \sqrt{(\varepsilon \cdot \sigma_{10} \cdot \tan\psi)^2 + q^2} - \bar{p} \cdot \tan\psi \quad (4.4)$$

- q von Mises-Vergleichsspannung
- p negative mittlere Normalspannung
- ψ Dilatationswinkel
- ε Exzentrizitätsparameter

Die Definition der Spannungs-Dehnungsbeziehung im Druckbereich erfolgt tabellarisch durch die Eingabe der einaxialen Druckspannungen in Abhängigkeit der plastischen Dehnungen. Die Definition des Nachbruchverhaltens im Zugbereich wird zweckmäßig über die Bruchenergie G_F vorgenommen. Auf Grund des beschriebenen Phänomens der Lokalisierung findet die Rissbildung nur in einer kleinen Prozesszone statt. Deshalb tritt auch nur in einem kleinen Teil des Betonkörpers eine Schädigung auf. Hieraus folgt, dass für das Anwachsen eines Risses um eine bestimmte Rissfläche immer die gleiche Bruchenergie G_F benötigt wird. Diese entspricht dem Integral der Spannungs-Verschiebungskurve (Abbildung 4.9).

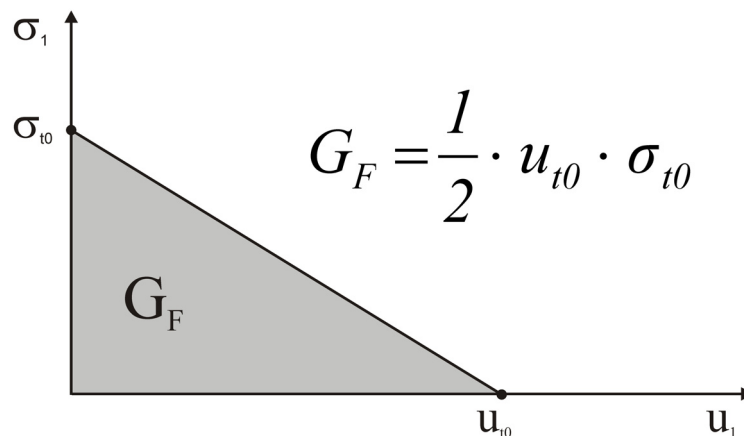


Abbildung 4.9 Definition der Bruchenergie [36]

Zur Beschreibung der Betonschädigung wird die Variable d eingeführt. Sie gibt den Grad der Materialschädigung in Form der reduzierten elastischen Steifigkeit an:

$$\sigma = (1 - d) \cdot E_{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{pl}) \quad (4.5)$$

Für das ungeschädigte Verhalten gilt $d = 0$; für vollkommen geschädigtes Material $d = 1$, wobei bei der Gesamtschädigung unterschieden wird zwischen einer Schädigung aus Druck und Zug. Dieses ermöglicht, dass bei jedem Iterationsschritt nur der ungeschädigte Flächenanteil zur Lastabtragung herangezogen wird.

4.4 Verifizierung der Untersuchungen von Eisenmann

Bereits im Kapitel 2 wurde auf die Untersuchungen von *Eisenmann* und *Gnad* [16] hingewiesen. Ihr Ziel war es, die Sicherheit gegenüber dem Ausknicken der Betonfahrbahn infolge von Temperatur zu bestimmen.

An dieser Stelle soll versucht werden, das damals untersuchte System (Abbildung 2.15) als Modell nachzubilden und zu berechnen. Um eine Vergleichbarkeit mit den eigenen Ergebnissen herzustellen zu können, wird nicht das in Kapitel 4.1 beschriebene Modell verwendet, sondern ein auf die 75 cm breite Versuchstraße reduziertes. Zudem wird auf die Simulation der Erwärmung verzichtet und die Belastung nur durch eine horizontale Flächenlast aufgebracht. Dabei wird die Last in einzelnen Belastungsschritten langsam gesteigert.

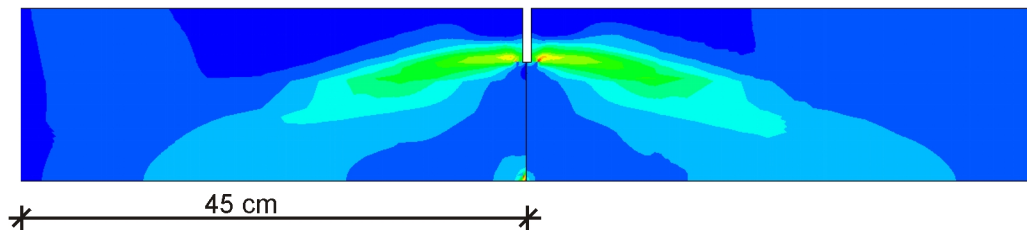


Abbildung 4.10 Plastische Verformungen im Fugenbereich der Betonplatten

Die Abbildung 4.10 zeigt aus der Längsansicht einen Ausschnitt des Fugenbereiches. Farblich dargestellt sind die plastischen Verformungen (Risse), die unter der oben genannten Beanspruchung auftreten. Hierbei reicht die Skala von dunkelblau (keine plastischen Verformungen) über grün und gelb bis hin zu rot (große plastische Verformungen). Im zeitlichen Verlauf bildet sich zunächst ein horizontaler Bereich erster plastischer Verformungen aus. Dieser liegt auf Höhe der Unterkante des Fugenschnitts, etwa 5 bis 8 cm von der Fuge entfernt. Dort wachsen die Verformungen mit zunehmender Belastung an. Im weiteren Verlauf (mit steigender Last) bilden sich, von diesem Bereich ausgehend, Bereiche plastischer Verformungen in einem Winkel von ca. 18° zur Horizontalen aus. Zum Zeitpunkt maximaler Belastung (Abbildung 4.10) reichen die plastischen Verformungen von der Unterkante des Fugenschnittes bis zur Unterseite der Betonplatte. Weiterhin zeigen sich auch im unteren Eckbereich der Fuge plastische Verformungen.

Setzt man die plastischen Verformungen gleich einem Riss und vergleicht diese mit den Ergebnissen des Versuchs [16] in Abbildung 4.11, so ist die Ähnlichkeit der Schadensfigur zu erkennen.

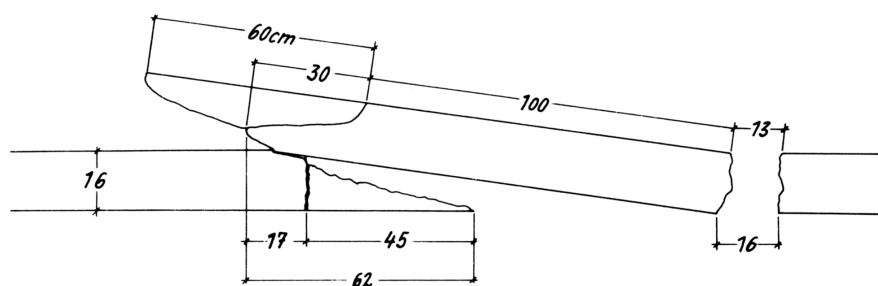


Abbildung 4.11 Skizze des Schadensbildes [16]

Eine deutlich zu erkennende, durchgehende Zone mit plastischen Verformungen ist in den Berechnungen erst bei einer Flächenpressung von etwa 25 N/mm^2 zu sehen. D.h., es ist eine höhere Kraft nötig, da bei den Versuchen von *Eisenmann* und *Gnad* [16] Pressungen von $\sim 16 \text{ N/mm}^2$ zur Erzeugung des „blow-up’s“ ausreichend waren. Dieses

kann durch die fehlende Verwölbung der Platten infolge Temperatur erklärt werden. Unter dem Einfluss der Temperatur verwölben sich die Platten, und die Fuge öffnet sich an der Unterseite. Hierdurch kann in diesem Bereich keine Kraft übertragen werden und die Kontaktfläche wird reduziert. Die so verursachte Spannungserhöhung hat ein früheres Versagen des Betons zur Folge.

4.5 Berechnung unter symmetrischer und unsymmetrischer Lasteinwirkung

Die Bestimmung der Temperaturen in der Betonfahrbahn (Kapitel 3.6) hat gezeigt, dass der Einfluss auf die Temperatur in der Betonplatte bis maximal 1,5 m vom Rand durch das umgebende Erdmaterial beeinflusst wird. Für den Hauptfahrstreifen des gewählten Querschnittes (RQ 26) kann deshalb von einer über den Querschnitt (in Querrichtung) gleichmäßig verteilten Temperaturbeanspruchung ausgegangen werden. Lediglich im Standstreifen werden die Temperaturen durch das Erdmaterial beeinflusst. Die Temperaturbelastung der Betonplatte des Überholfahrstreifens (Randplatte) ist aber sehr wohl dem Einfluss ausgesetzt. Unter sonst gleichen Bedingungen werden deshalb in Voruntersuchungen die Auswirkungen auf die Betonplatten beider Fahrspuren bestimmt. Hierbei zeigen sich in den Ergebnissen der Spannungen und Verformungen sehr geringe Differenzen. Der Rechenaufwand für die Berechnung des Überholfahrstreifens ist jedoch um einiges höher. Deshalb werden die nachfolgenden Untersuchungen nur unter der symmetrischen Lastverteilung der Hauptfahrspur durchgeführt.

Berechnet werden für das oben dargestellte System (Abbildung 4.1) die Beanspruchungen und Reaktionen. Grundlage hierfür bilden die Temperaturen an dem Tag mit der höchsten erreichten Betontemperatur (vgl. Kapitel 3.6; 16.07.2003) für eine Platte im Hauptfahrstreifen. Angenommen werden dabei die 20 relevanten Nullspannungsverläufe (Kapitel 3.7). Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden in Kapitel 5 beschrieben.

5 Ergebnisse der Berechnungen

Im Nachfolgenden werden die relevanten Ergebnisse der eigenen Untersuchungen für das beschriebene System dargestellt und bewertet. Dieses sind die:

- Verformungen
- plastischen Verformungen und
- Spannungen

Bei den Untersuchungen zeigt sich, dass die Ergebnisse der einzelnen Varianten qualitativ übereinstimmen, weshalb eine ausführlich Beschreibung einer Variante erfolgt. Die Ergebnisse werden lediglich für die Variante 5 dargestellt. Der Nullspannungstemperaturverlauf (C) der Variante 5 stellt sich ein, wenn auf eine kalte Unterlage betoniert wird und dem Beton an der Oberfläche ebenfalls Energie (z.B. durch eine Nassnachbehandlung) entzogen wird. Im Kern der Platte liegt die Nullspannungstemperatur höher, weil im Inneren die Hydrationswärme frei wird (vgl. Abbildung 3.15). Für die Variante 5 liegt der Verlauf an der unteren Temperaturgrenze von 5 °C.

5.1 Verformungen

In Abhängigkeit von den in der Betonplatte herrschenden Temperaturen verformt sich diese. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen resultieren die Betontemperaturen aus den Berechnungen in Kapitel 3.6 unter der Beanspruchung des Tages mit den höchsten auftretenden Betontemperaturen (16.07.2003). Die auftretenden Verformungen sind abhängig von dem aktuell herrschenden Temperaturverlauf über die Plattenhöhe. Beispielhaft für die Variante 5 sind in Abbildung 5.1 die Verformungen einer Betonplatte zu sechs unterschiedlichen Zeitpunkten des Untersuchungstages dargestellt. Die Bewegungen in z-Richtung sind in der Abbildung farblich gekennzeichnet. (Blau: Bewegung nach unten; Rot: Bewegung nach oben). Zusätzlich werden die Bewegungen durch eine stark überhöhte Darstellung (1 : 1 : 200 (x : y : z)) verdeutlicht.

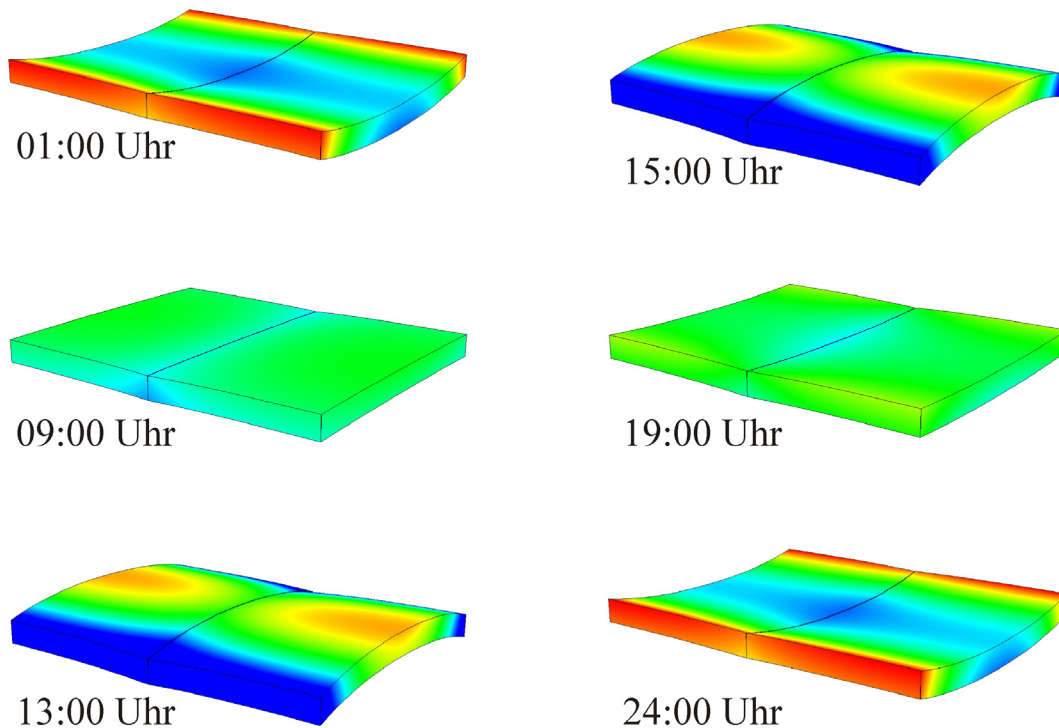


Abbildung 5.1 Tagesverlauf der Verformung (überhöhte Darstellung)

In den frühen Morgenstunden (1:00 Uhr) ist die Betonfahrbahn an der Oberseite kühler als an der Unterseite (vgl. Anlage 3), deshalb schüsseln sich die Betonplatten an den Rändern auf. Im Laufe des Vormittags verändert sich der in der Platte herrschende Temperaturverlauf mit steigenden Außentemperaturen. Wenn der vorherrschende Temperaturverlauf dem eingepprägten Nullspannungstemperaturverlauf entspricht, resultiert daraus eine fast ebene Lage der Platten (9:00 Uhr). In der Mittagszeit (13:00 Uhr und 15:00 Uhr) entstehen infolge der maximalen Lufttemperatur und der starken Sonneneinstrahlung die höchsten Betontemperaturen an der Oberseite, weshalb sich die Betonplatte aufwölbt. Infolge der Abkühlung ist am frühen Abend (19:00 Uhr) wieder ein fast ebener Zustand erreicht. Aufgrund weiterer Auskühlung an der Oberseite schüsseln sich die Platten danach wieder auf (24:00 Uhr). In den hier untersuchten Modellen schwankten die Bewegungen der Oberfläche zwischen +0,85 und -1,16 mm.

Unabhängig vom Nullspannungstemperaturverlauf zeigt sich bei allen Betonplatten der oben dargestellte Verlauf der Plattenverformungen über einen Tag. Zur Veranschauli-

chung sind in Abbildung 5.2, beispielhaft für vier Verläufe und in Anlage 6 und Anlage 7 für alle Verläufe, die Verformungen der Plattenoberseite in z-Richtung über den Tag grafisch dargestellt.

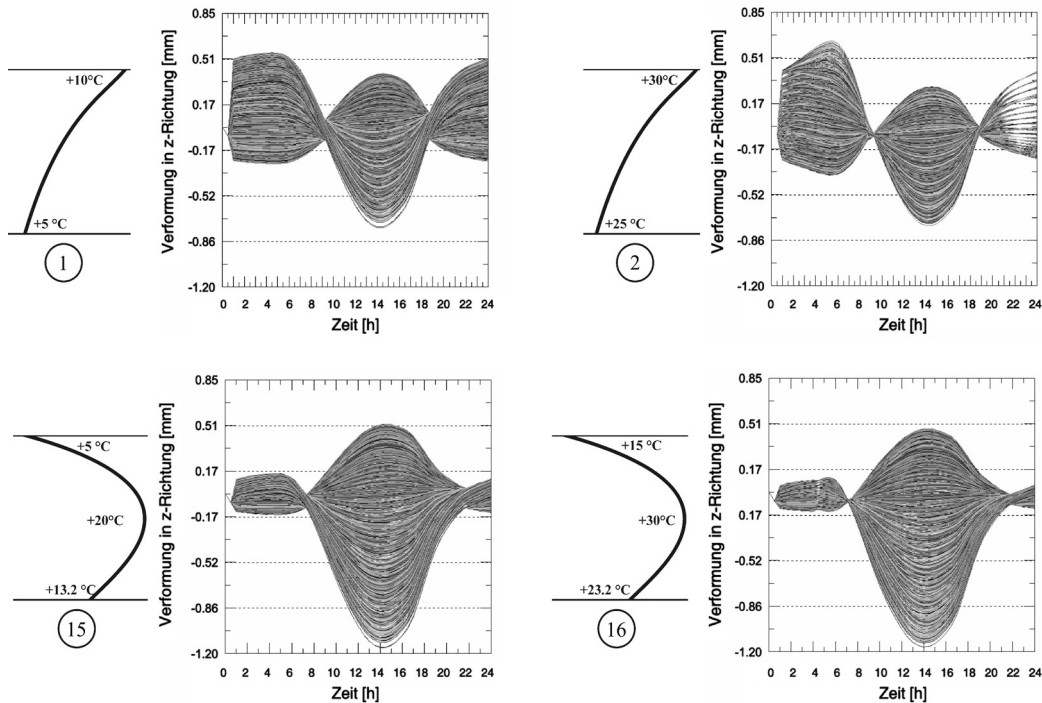


Abbildung 5.2 Verformung der Knoten an der Plattenoberseite in z-Richtung über den Tag

In den Diagrammen sind, neben dem zugehörigen Nullspannungstemperaturverlauf, auf der y-Achse die Verformungen in z-Richtung in mm aufgetragen (positive Werte = Verformung nach oben). Die Platten haben unter Eigengewicht eine gleichmäßige Setzung von etwa $-0,07$ mm erfahren. Auf der x-Achse ist die Zeit aufgetragen. Jede der Kurven stellt die Verformung eines Oberflächenknotenpunktes der linken Plattenhälfte dar. In Abhängigkeit der verschiedenen Nullspannungstemperaturverläufe zeigen sich in Abbildung 5.2 unterschiedliche Verformungsbilder. Im Fall der beiden Nullspannungsverläufe 1 und 2 (Abbildung 5.2) sind die Differenzen zwischen maximaler und minimaler Oberflächenverformung im Zustand der morgendlichen (abendlichen) Aufschüsselung und der Aufwölbung in der Mittagszeit etwa gleich groß. Anders bei den Verläufen 15 und 16, bei denen sehr starke Unterschiede in der Verformung der Platte zwischen den Morgen- bzw. Abendstunden sowie der Mittagszeit vorhanden sind. Beim Vergleich der Ergebnisse unterschiedlicher Erstarrungstemperaturen (5 °C oder 30 °C) kann man aus der Abbildung entnehmen, dass die Erstarrungstemperatur keinen großen Einfluss auf die sich einstellende Verformung hat. Die Plattenbewegungen sind für $T_{\text{Min}} = 5$ °C und $T_{\text{Max}} = 30$ °C bei allen untersuchten Nullspannungstemperaturverläufen nahezu identisch. Demgegenüber führt die Vergrößerung der Temperaturdifferenz ΔT zwischen der Ober- und Unterseite

von 5 °C auf 10 °C (Anlage 7) in den meisten Fällen zu einer Reduzierung der Wölbung am Mittag und einer stärkeren Aufschüsselung am Morgen und Abend. Eine Ausnahme bilden die Nullspannungsverläufe C und E (Abbildung 3.15), welche eine starke Krümmung besitzen. Hier sind die Verformungen unter allen Bedingungen ähnlich.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen lassen vermuten, dass die Erstarrungstemperatur und somit die generelle Lage des Nullspannungsverlaufs (nicht aber der exakte Verlauf) unbedeutend ist für die Verformung der Platte. Die Verformung ist vielmehr Resultat des nichtlinearen Anteils der Erwärmung, die wiederum unabhängig von der Lage des Nullspannungsverlaufs ist. Allerdings zeigen sich bei allen Nullspannungsverläufen, die an der unteren Grenze des Temperaturspektrums liegen, höhere Aufwölbungen zur Mittagszeit. Dieses kann eventuell mit der zusätzlich wirkenden Druckkraft begründet werden, welche in diesen Systemen wirkt und die temperaturbedingte Aufwölbung verstärkt.

5.2 Spannungen

Ähnlich wie bei den Verformungen ist die qualitative Ausbildung der Spannungsverteilung in den Betonplatten unter den jeweiligen Beanspruchungen identisch. Nachfolgend ist deshalb ein exemplarisches Beispiel (ebenfalls die Variante 5) abgebildet. Es wird hier unterschieden für die maximale (Abbildung 5.4), die minimale (Abbildung 5.5) und die mittlere (Abbildung 5.6) Hauptspannung. Es wird in den Abbildungen nur der direkte Fugenbereich dargestellt, in dem die Schäden auftreten. Dieser Bereich ist in der Abbildung 5.3 dunkelgrau hinterlegt.

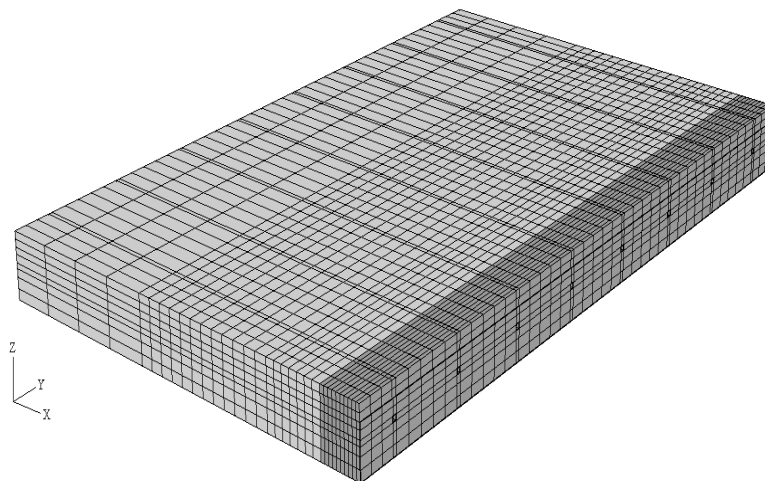


Abbildung 5.3 Linke halbe Platte; dunkelgrau der Untersuchungsbereich

Bei der Darstellung der Ergebnisse ist dieser Bereich auf der linken Seite im überhöhten Maßstab (200-fach in z-Richtung) dargestellt. Rechts daneben ist der Schnitt A-A in Plattenmitte abgebildet.

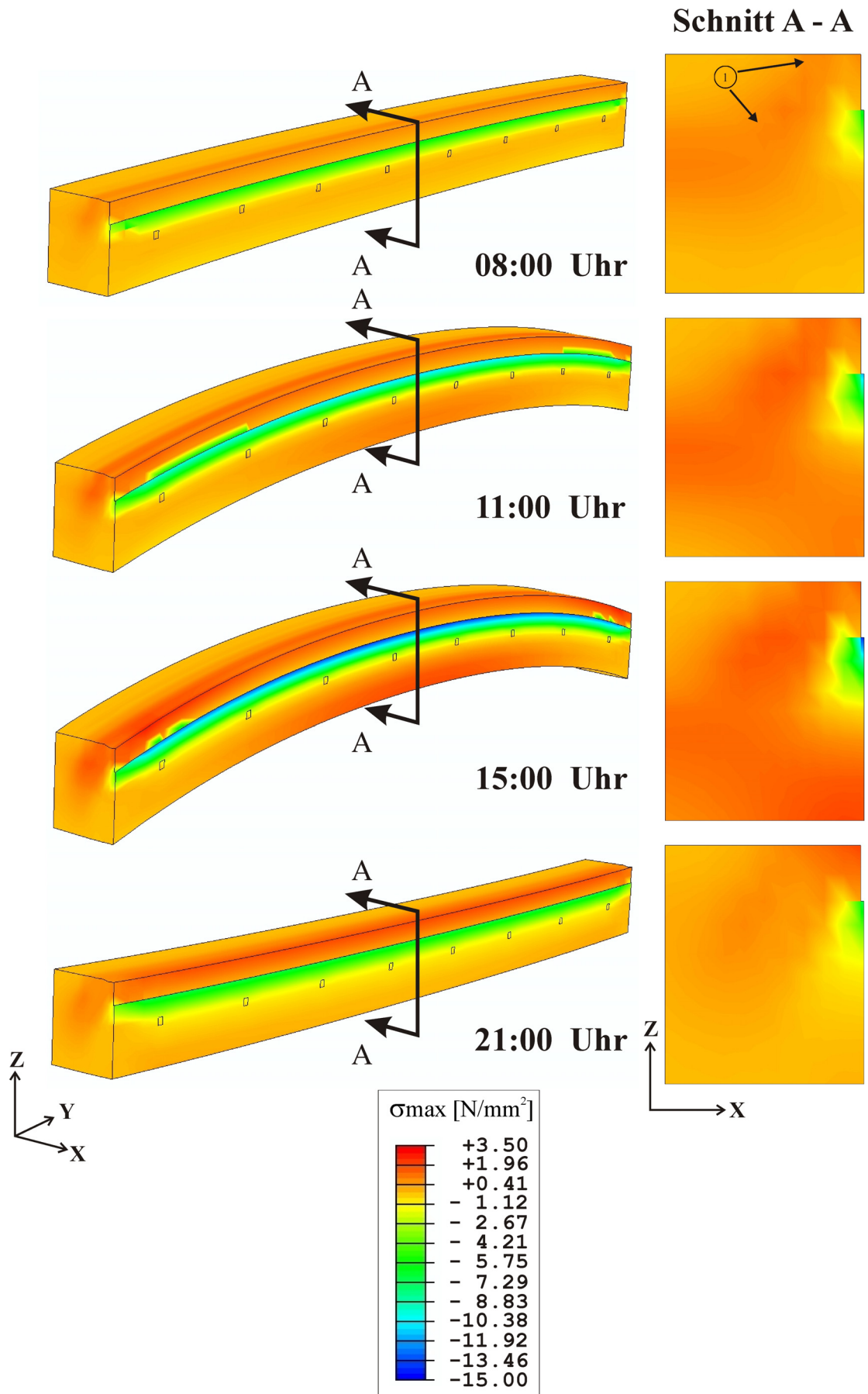


Abbildung 5.4 Maximalen Hauptspannungen im Tagesverlauf (Variante 5)

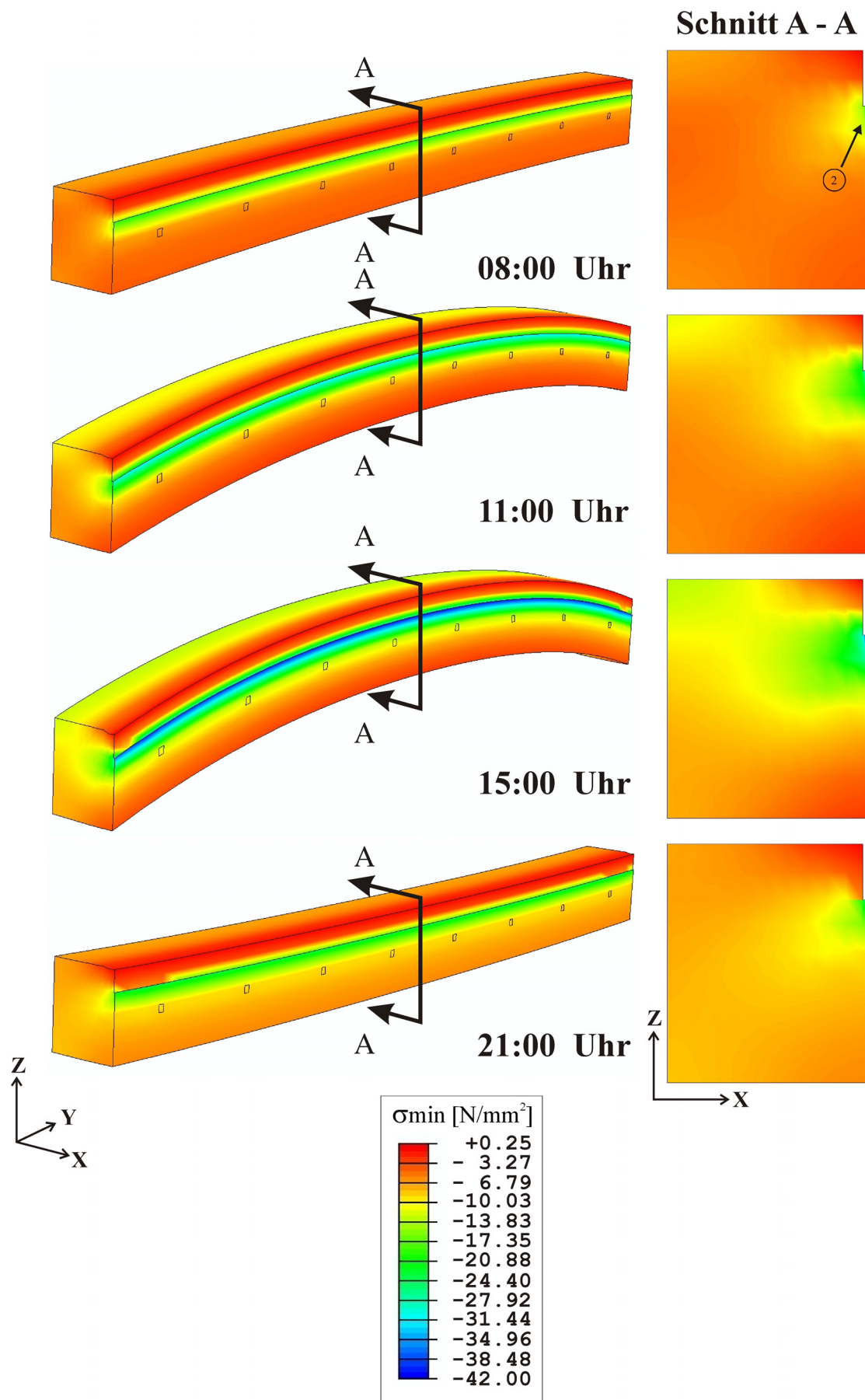


Abbildung 5.5 Minimale Hauptspannungen im Tagesverlauf (Variante 5)

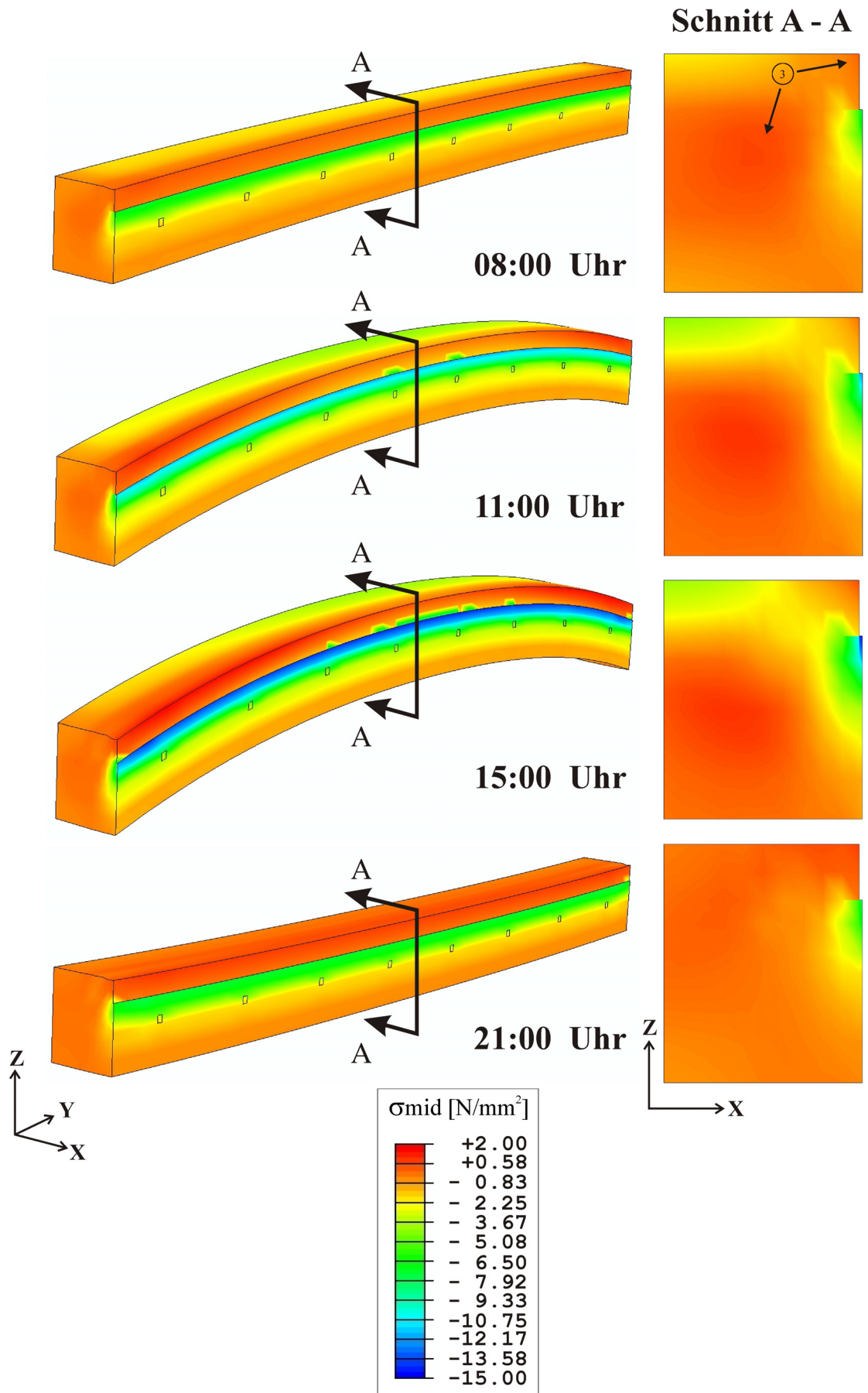


Abbildung 5.6 Mittleren Hauptspannungen im Tagesverlauf (Variante 5)

Die maximalen Hauptspannungen liegen zwischen $-14,20 \text{ N/mm}^2$ und $+3,10 \text{ N/mm}^2$ (Abbildung 5.4). Bei dem ausgesuchten Beispiel (Variante 5) liegt der Nullspannungstemperaturverlauf an der unteren Grenze von $5 \text{ }^\circ\text{C}$. Dadurch ist die Fuge in der Konstruktion zu jeder Zeit geschlossen. Es entstehen bereits um 8 Uhr im oberen Kontaktbereich der gerissenen Fuge durch die temperaturbedingte Ausdehnung des Materials Druckspannungen (ca. $-6,5 \text{ N/mm}^2$). Im restlichen Querschnitt herrschen zu diesem Zeitpunkt Spannungen bis $+1,7 \text{ N/mm}^2$. Hierbei treten die höchsten Spannungen im Bereich der geschnittenen Plattenecke und 15 bis 20 cm hinter dem beschriebenen Druckbereich auf (Punkt 1 in Abbildung 5.4). Bereits um 11 Uhr wölbt sich die Platte stark auf und der Bereich der Druckspannungen vergrößert sich. Dabei steigen die Spannungen direkt im Fugenbereich auf etwa $-11,5 \text{ N/mm}^2$ an. Der Bereich der maximalen Zugspannungen (bis $+2,75 \text{ N/mm}^2$) bildet einen von der Oberseite der Platte diagonal nach unten laufenden Keil. Zusätzlich entstehen auch in der Mitte der Plattenunterseite große Zugspannungen. Bis 15 Uhr steigen die Beanspruchungen auf die Höchstwerte ($-14,2 \text{ N/mm}^2$ bis $3,03 \text{ N/mm}^2$) und gehen bis 21 Uhr auf $-7,1 \text{ N/mm}^2$ bzw. $+2,2 \text{ N/mm}^2$ zurück. Dieses ist vergleichbar mit dem Zustand am Morgen.

Abbildung 5.5 zeigt, dass die minimalen Hauptspannungen ständig im Druckbereich zwischen 0 N/mm^2 und $-41,6 \text{ N/mm}^2$ liegen. Die größten Druckspannungen treten auch hier zu jedem Zeitpunkt direkt unterhalb des Fugenschnittes im obersten Bereich der gerissenen Fuge auf (Punkt 2 in Abbildung 5.5). In den frühen Morgenstunden liegen die Spannungen im Querschnitt etwa zwischen -3 und -6 N/mm^2 . Eine Ausnahme bildet zum einen die erwähnte Druckzone ($-20,5 \text{ N/mm}^2$) und zum anderen der Eckbereich des Fugenschnittes, in dem sehr geringe bis gar keine Spannungen auftreten. Bereits um 11.00 Uhr beträgt die größte Druckspannung $-33,1 \text{ N/mm}^2$. Zudem hat sich der Bereich höherer Druckspannungen horizontal von der Fuge in die Platte fortgebildet. Zum Zeitpunkt der höchsten Belastung treten nun auch an der Unterseite und der oberen Ecke geringfügig höhere Druckspannungen auf. Im übrigen Querschnitt liegen die Spannungen jetzt zwischen -7 N/mm^2 und -13 N/mm^2 . Am Abend stellt sich eine ähnliche Spannungsverteilung wie in den Morgenstunden ein.

Abbildung 5.6 zeigt die mittleren Hauptspannungen. Diese liegen zwischen $-14,4 \text{ N/mm}^2$ und $+2,0 \text{ N/mm}^2$. An der geschnittenen Fugenecke und etwa 10 cm hinter der Fuge in Plattenmitte bilden sich in den frühen Morgenstunden Bereiche mit positiven Spannungen aus (Punkt 3 in Abbildung 5.6). Die größten Spannungen treten dabei etwa 15 cm hinter der Fuge in der Plattenmitte auf. Wie schon bei den beiden anderen Hauptspannungsrichtungen, zeigen sich auch hier die größten Druckspannungen im Bereich direkt unterhalb des Fugenschnittes in der obersten Kontaktzone. Gegen 11 Uhr und verstärkt um 15 Uhr dehnt sich der Bereich der positiven Spannungen von der Mitte bis zur Plattenunterseite aus. Gleichzeitig verringern sich die Zugspannungen an der Fugenecke. Im Schnitt A-A sind nur noch im Randbereich positive Spannungen sichtbar. Dementsprechend verändern sich auch die

Druckspannungen im Fugenbereich. Ausgehend vom Druckspannungsmaximum in der oberen Kontaktzone bildet sich hier ebenfalls ein Bereich höherer Druckspannungen aus. Anders als bei den maximalen und minimalen Hauptspannungen nicht in Längsrichtung der Platte, sondern nach oben. Wie bei den minimalen Hauptspannungen treten zudem erhöhte Druckspannungen an der Oberseite der Betonplatte auf. Durch die Abkühlung am Abend vergrößern sich die Zugspannungen an der geschnittenen Plattenecke wieder. Im übrigen Querschnitt herrscht, mit Ausnahme des direkten Kontaktbereiches, zu diesem Zeitpunkt ein gleichmäßiger Druck.

5.3 Plastische Verformungen

Plastische Verformungen entstehen im Beton, wenn die drei Hauptspannungen außerhalb der Bruchumhüllenden (Abbildung 4.8) liegen. Wie oben beschrieben, werden die plastischen Verformungen im Modell durch eine Herabsetzung des E-Moduls und daraus resultierend mit einer Umlagerung der Belastungen simuliert. In Abbildung 5.7 ist die Entwicklung der plastischen Verformungen im Fugenbereich einer nicht vorgeschädigten Platte über den Tag dargestellt.

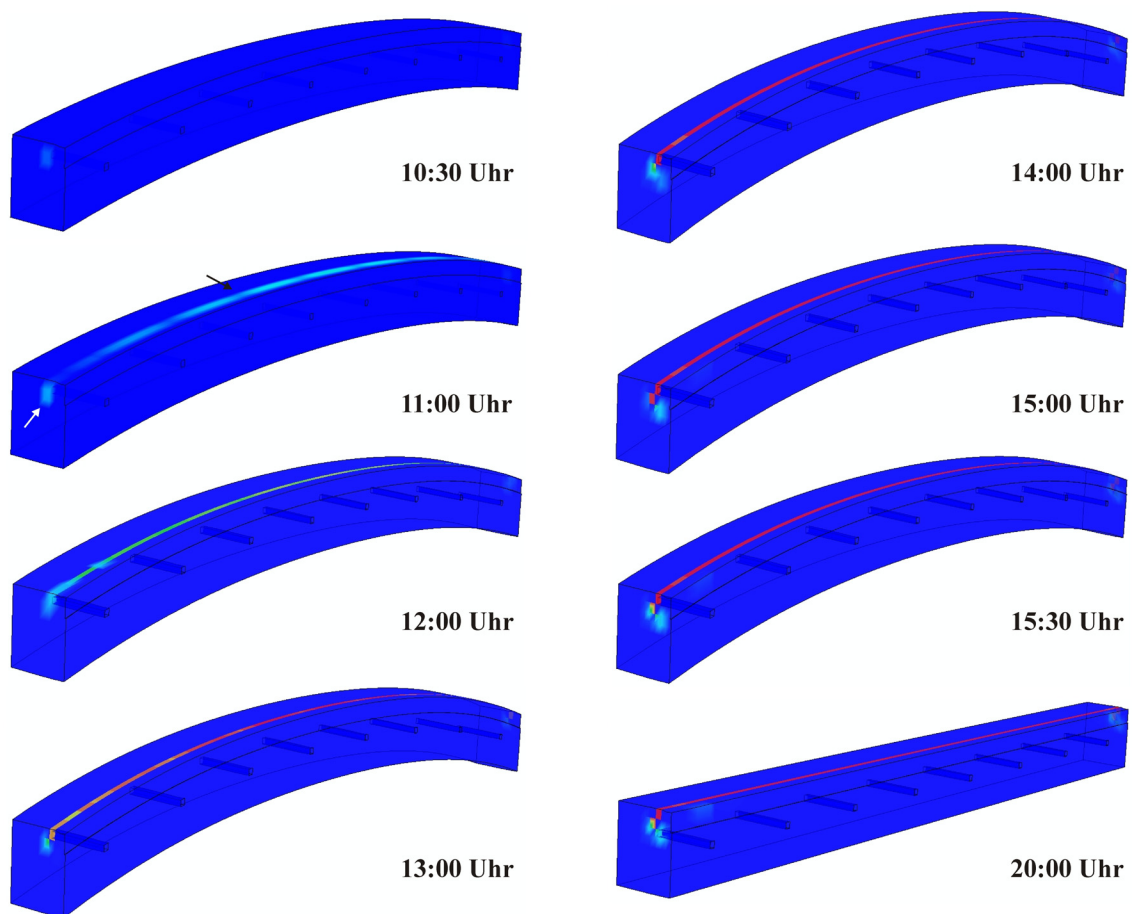


Abbildung 5.7 Entwicklung der plastischen Verformungen über den Tag (Variante 5)

Betrachtet werden hier nur die ersten 25 cm, da unter der einmaligen Belastung in der übrigen Platte keine Schädigungen auftreten. Um auch kleinste Verformungen sichtbar zu machen wurde die farbliche Darstellung in jedem Schritt angepasst.

Wie die Abbildung 5.7 zeigt, treten die ersten Schäden zwischen 10:30 Uhr und 11:00 Uhr auf. Diese liegen 10 bis 15 cm von der Fuge entfernt und etwa 7 cm unterhalb der Oberseite. Die geschädigten Bereiche entwickeln sich im weiteren Tagesverlauf weitgehend horizontal. Bereits um 11:00 Uhr zeigen sich zusätzlich plastische Verformungen kurz hinter dem Fugenschnitt an der Oberfläche. Diese verlaufen parallel zur Fuge entlang der gesamten Plattenbreite. In den Mittagsstunden, zum Zeitpunkt der höchsten Temperaturbelastung, treten die größten Schädigungen in der Mitte der Plattenoberseite auf. Wie oben beschrieben auch im inneren der Platte in einem Bereich hinter dem Fugenschnitt. Letztere sind allerdings auf den Randbereich der Platte begrenzt. Die maximalen plastischen Verformungen betragen in diesem Fall $1,75 \cdot 10^{-4}$ mm. An der Darstellung des Querschnittes um 20.00 Uhr wird deutlich, dass die plastischen Verformungen in der Platte eingepreßt bleiben auch nachdem die Temperaturbelastung zurückgegangen ist.

Die Ergebnisse der einzelnen Untersuchungen sind bis jetzt nur qualitativ an einem Beispiel aufgezeigt worden. Deshalb gibt die Abbildung 5.8 eine Übersicht über die untersuchten Nullspannungsverläufe und die daraus resultierenden Ergebnisse. Hierin sind die Größen: maximale Druckspannung, Anzahl durch plastische Verformung geschädigter Elemente und die Größe der mittleren Schädigung je Element in Prozent dargestellt. Bezugswert jeder Größe bildet dabei der Größtwert aller 20 Untersuchungen. Unterhalb des Balkendiagramms sind noch einmal die zugehörigen Nullspannungsverläufe mit den Temperaturen an markanten Punkten abgebildet. In dem Diagramm beschreiben die schwarzen Balken die maximal in der Fuge auftretenden Druckspannungen, die grauen Balken die Anzahl der durch plastische Verformungen geschädigten Elemente und die schraffierten Balken die mittlere Größe der plastischen Verformungen je Element. Die größten Druckspannungen treten ausnahmslos bei den Nullspannungsverläufen auf, die an der unteren Temperaturgrenze (5°C) liegen. Insgesamt entstehen die größten Spannungen bei der Variante 9 (100 %) für die Temperaturdifferenz $\Delta T=5^\circ\text{C}$ und Variante 19 (95 %) für den Fall $\Delta T=10^\circ\text{C}$. Die Werte der übrigen Varianten schwanken zwischen 94 % und 98 % bzw. 83 % und 95 %. An der Obergrenze des Temperaturbereichs entstehen die höchsten Druckspannungen bei den Varianten 6 (59 %) und 16 (67 %). Bei diesen Erstarrungstemperaturen schwanken die Werte zwischen 48 % und 59 % bzw. 47 % und 67 % des Maximums. Durch die inneren Spannungen werden in den Modellen der Varianten 19 und 9 die meisten Elemente durch plastische Verformungen geschädigt. Hervorzuheben sind noch die Varianten 2, 6, 8 und 10, bei denen in keinem Element eine Schädigung auftritt. Von den geschädigten Elementen weisen jene der Varianten 5 bzw. 15 die größten Verformungen je Element auf. Die Elemente dieser Varianten erfahren eine

vergleichsweise höhere bleibende Verformung. Abbildung 5.8 macht deutlich, dass alle Varianten mit einem kleineren Temperaturunterschied (ΔT), sofern sie Schäden aufzeigen, größere Verformungen je Element haben.

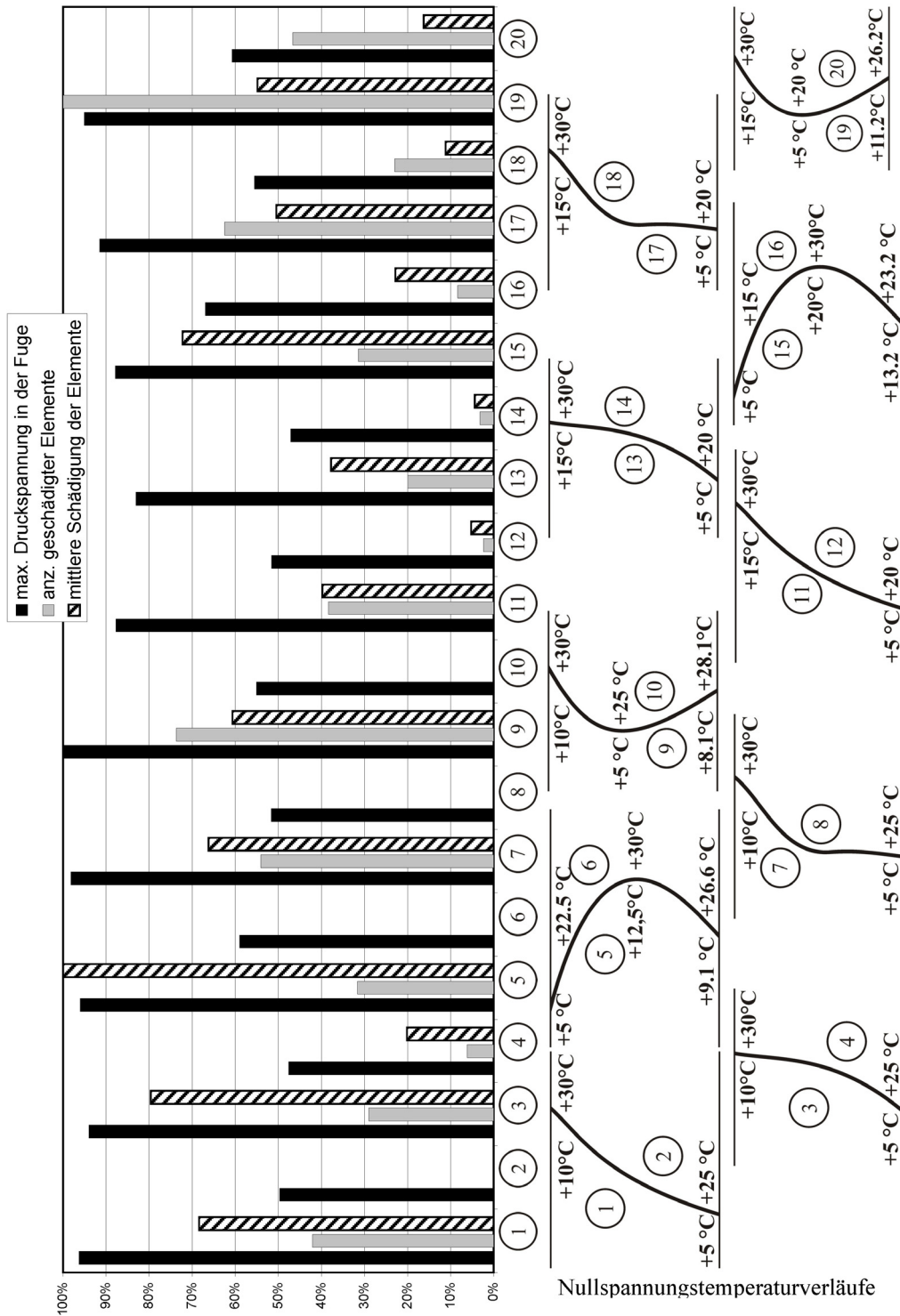


Abbildung 5.8 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse für alle 20 Nullspannungverläufe

5.4 Auswertung

Die Ergebnisse der Verformungsbetrachtungen zeigen, dass sich die Platten erwartungsgemäß durch die auf sie einwirkenden Temperaturen in den Morgen- und Abendstunden aufschüsseln und in der Mittagszeit aufwölben. Gut zu erkennen ist, dass sich die Ecken sowie die Plattenmitte mehr verformen als die übrige Platte. Zudem ist die Verformung in Längs- und Querrichtung nicht identisch zueinander. Dieses kann auf die unterschiedliche Randbedingung der Platten in Längs- und Querrichtung zurückgeführt werden. In Fahrtrichtung sind die Platten durch die Symmetriebedingung verspannt, während in Querrichtung die Annahme von mehreren Fahrspuren nebeneinander hier nicht weiter untersucht wird.

In der Betonplatte herrscht eine dreiachsige Beanspruchung. Das Versagen des Betons kann durch eine Bruchumhüllende (Abbildung 4.8) beschrieben werden. Aus der Beschreibung der Spannungszustände im Fugenbereich der Fahrbahn wird deutlich, dass neben den zu erwartenden Zugspannungen an der Unterseite auch erhebliche Zugspannungen an der Oberseite entstehen. Zudem betragen die auftretenden Druckspannungen im Bereich der Kontaktfläche ein Vielfaches der zulässigen bzw. aufnehmbaren Druckfestigkeit. Trotzdem entstehen im Kontaktbereich der Fuge keine Schäden. Um dieses zu erklären, werden nachfolgend die in der Betonplatte unter Temperatur entstehenden inneren Reaktionen anhand eines Vergleichs mit der Einleitung von konzentrierten äußeren Lasten in einen Betonkörper beschrieben.

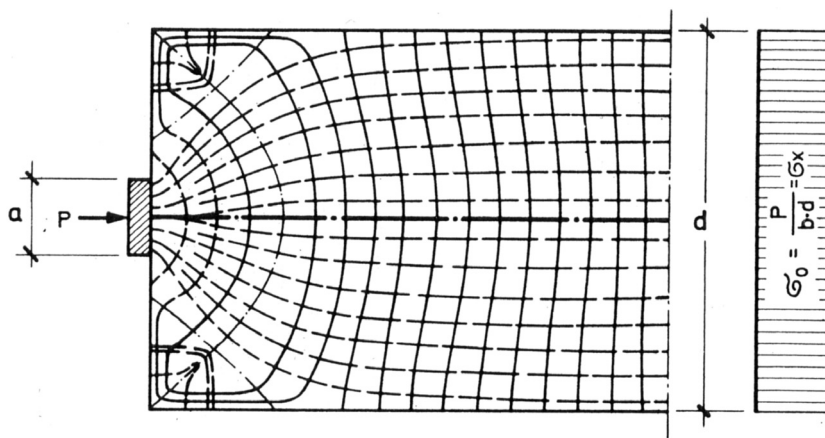


Abbildung 5.9 Verlauf der Hauptspannungstrajektorien bei mittig angreifender Last, σ_1 am Ende der Einleitungszone etwa bei $x = d$ [33]

In Abbildung 5.9 ist ein solches System dargestellt. Den Abbildungen in Kapitel 5.2 entsprechend treten im oberen Bereich der gerissenen Fuge Druckspannungen, sowohl für σ_1 , σ_2 , als auch für σ_3 auf. Dabei liegt die minimale Hauptspannung σ_3 weit über der Druckfestigkeit eines Betons C 30/37 (B35), der üblicherweise im Betonstraßenbau verwendet wird. Trotz dieser Beanspruchung kommt es im Bereich der Fuge nicht zu

einer Schädigung, da die Festigkeit des Betons unter dreiachsiger Druckbeanspruchung einen bis zu 6-fach höheren Wert annehmen kann [54]. Anschaulich wird dieses an der Abbildung 5.9. Unmittelbar hinter der Lasteinleitung sind die Drucktrajektorien von außen gesehen konkav gekrümmt. Die daraus resultierenden Umlenkkräfte führen in dem Bereich zu Querdruck, der die ertragbare Pressung erhöht. Wie *Wicke* [57], [56] in seinen theoretischen Betrachtungen beschrieben hat, erhöht sich die Druckspannung in diesem Bereich auf den 2,67-fachen Wert der Ausgangsspannung. Bei hier unter sonst gleichen Bedingungen durchgeführten Vergleichsuntersuchungen an einem System ohne Fugenschnitt, ergeben sich maximale Druckspannungen von $-14,7 \text{ N/mm}^2$. Dieses entspricht etwa einem 2,8-fachen Wert. Im Gegensatz dazu treten in Plattenmitte etwa 10 bis 15 cm hinter der Fuge und im Eckbereich des Fugenschnittes in den Hauptspannungsrichtungen, sowohl Druck, als auch Zugspannungen auf, welche zu Schäden im Beton führen. Diese entstehen durch eine weitere Umlenkung der Drucktrajektorien. Allerdings handelt es sich hierbei um eine von außen gesehen konvexe Krümmung, infolge derer im Inneren durch die Umlenkkräfte Querzug erzeugt wird.

Die von außen angreifende Last p erzeugt ein System von Hauptspannungen ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) mit quer zur Krafrichtung wirkenden Zug- und Druckkomponenten, solange bis nach einer gewissen Einleitungslänge eine ebene Spannungsverteilung erreicht ist. Der Einleitungsbereich wird auch „St.-Venant'scher Störbereich“ genannt. Für das Versagen des Betons sind die Zugspannungen quer zur Krafrichtung (Spaltzugspannungen) entscheidend. Aus ihnen resultieren Spaltzugkräfte im Beton. Dabei hängt die Größe der Spaltzugkräfte in großem Maße vom Verhältnis der Körperfläche F zur Lastfläche F_1 ab (In Abbildung 5.9: $F/F_1 = d/a$). Je größer das Verhältnis F/F_1 ist, desto weiter muss sich die Last ausbreiten bis die Längsspannungen σ_x geradlinig verlaufen und dementsprechend sind die Spaltzugkräfte größer.

Zur Verdeutlichung sind in Abbildung 5.10 die Isobaren der Spannungen in y -Richtung für unterschiedliche Lasteinleitungsbreiten dargestellt. Ein Vergleich dieser Darstellungen mit dem hier untersuchten System der Scheinfuge in Betonfahrbahnen, verdeutlicht, dass durch den Fugenschnitt eine ähnliche Belastungssituation geschaffen wird. Allerdings erfolgt die Belastung nicht als Linien- oder gleichmäßige Flächenlast, sondern als über die Tiefe verteilte Last (s. Abbildung 2.24). Durch die Aufwölbung der Platte entstehen im obersten Kontaktpunkt sehr hohe Druckspannungen, die über die Tiefe abnehmen. Entsprechend der Abbildung 5.10 kommen in einiger Entfernung hinter der Kontaktfläche Zugspannungen zustande. Während die Druckspannungen ein Band von der Lasteinleitungsfläche zum freien Rand bzw. wie in dem hier untersuchten Fall zur Plattenoberseite ausbilden.

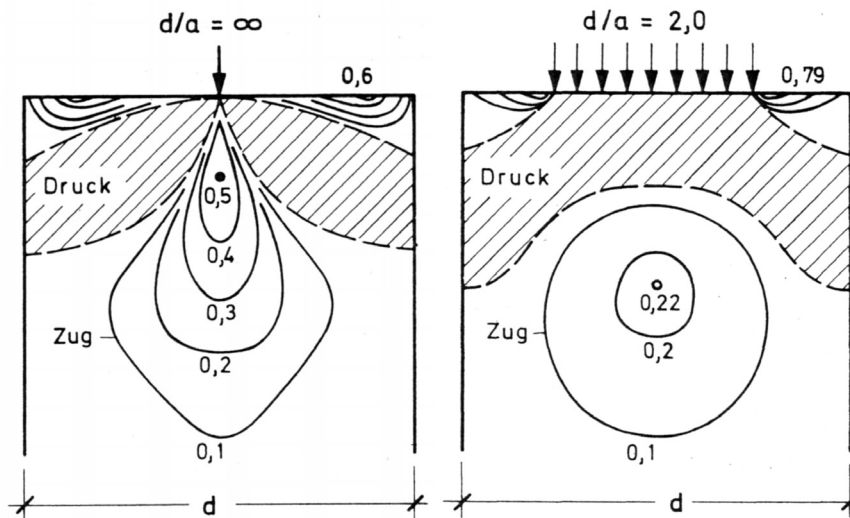


Abbildung 5.10 Isobaren der Spannungen σ_y bei punktförmiger und verteilter Lasteinleitung (Druckzonen schraffiert). Angegeben sind die Werte σ_y/σ_0 mit $\sigma_0=P/b \cdot d$ [33]

Wie aus den Beschreibungen in Kapitel 5.2 und 5.3 zu erkennen ist, treten auch in der vermeintlich „toten Ecke“, also im Bereich der geschnittenen Fuge, hohe Zugspannungen und daraus resultierend plastische Verformungen auf. Entsprechend der Abbildung 5.9 wird deutlich, dass im Inneren entlang der 45° Eckdiagonalen Zug auftritt. Zudem herrscht Zug in Richtung der Randflächen. Diese können, insbesondere bei ausmittiger Lastangriff, sehr große Werte annehmen und so zu einem Abbrechen der Ecken führen. Im Spannbetonbau würde dieses die Tragfähigkeit nicht beeinträchtigen, wohl aber die Verkehrssicherheit und den Fahrkomfort von Verkehrswegen. Die Abbildung 5.10 zeigt, dass die Randzugspannungen Werte von 0,6 bis $0,8 \sigma_0$ erreichen können und somit größer sind als die Spaltzugspannungen. Die kürzeren und weniger tiefen Spannungsflächen ergeben dennoch kleiner Zugkräfte.

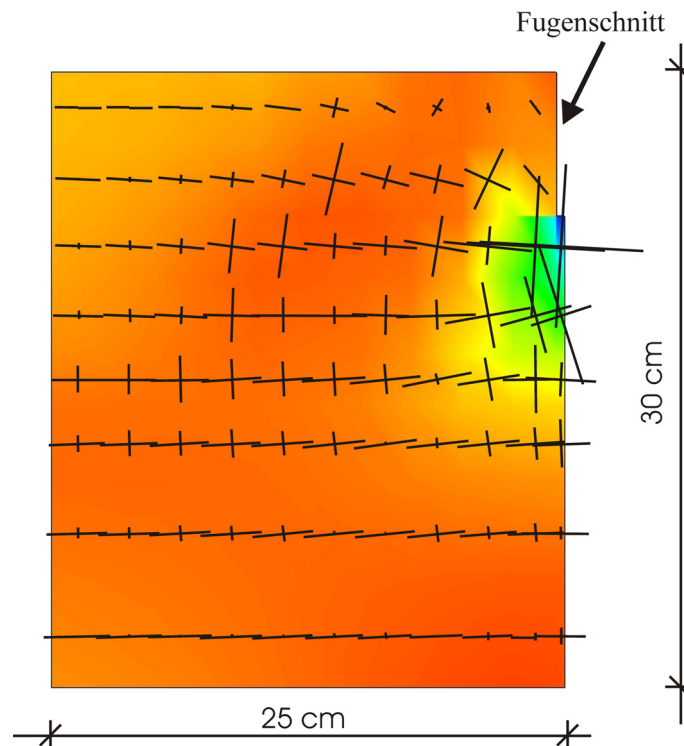


Abbildung 5.11 Maximale Hauptspannungen im Längsschnitt (Plattenmitte; 15.00 Uhr) von der Fuge bis 25 cm dahinter; überlagert mit Trajektorien der Hauptspannungen in x-z-Ebene

Abschließend zeigt Abbildung 5.11 ein Detail aus der Plattenmitte zum Zeitpunkt der höchsten Temperaturbelastung (15:00 Uhr). Wie in Abbildung 5.4 ist im Längsschnitt von der Fuge bis 25 cm dahinter die Verteilung der maximalen Hauptspannungen dargestellt. Zusätzlich sind hierzu die Hauptspannungen in der Ebene x-z nach Größe und in Wirkungsrichtung eingezeichnet. Sichtbar ist, dass die größten Spannungen am oberen Rand der gerissenen Fuge auftreten. Wie oben beschrieben führen diese aber nicht zum Versagen, da die Platte an dieser Stelle einer dreiachsigen Druckbeanspruchung ausgesetzt ist, welche die Prismenfestigkeit erhöht. Des Weiteren beschreiben die Trajektorien die Krafrichtung. Im unteren Teil der Platte verlaufen diese horizontal, da dieser Bereich zu weit vom Störbereich entfernt ist. Erst in unmittelbarer Nähe des Fugenschnittes erfolgt eine Umlenkung des Kraftflusses. Die stärkste Umlenkung ist im Bereich des Fugenschnittes zu erkennen, wo sich die Trajektorien infolge der Querschnittsschwächung wieder ausbreiten, bis sie bereits nach den abgebildeten 25 cm wieder parallel verlaufen.

Ebenfalls gut zu erkennen sind die senkrecht auf den Längsdrucktrajektorien stehenden Querspannungen. Wie beschrieben treten diese im Bereich hinter dem Fugenschnitt auf. Die Zugspannungen an der Unterseite der Platte, infolge der Aufwölbung durch Temperatur sind dagegen klein. Allerdings handelt es sich hierbei nicht um die

maximalen Hauptspannungen, sondern um die mittleren. Entsprechend der Aufwölbung der Betonplatte wirken die maximalen Hauptspannungen in Richtung der y-z-Ebene.

Die Abbildung 5.8 zeigt die Untersuchungsergebnisse der verschiedenen Nullspannungsverläufe. Die einzelnen Varianten lassen sich weder in eine Reihe bringen noch lässt sich eine Abhängigkeit zwischen den Größen der auftretenden Druckspannung sowie der Schädigung und der Art des Verlaufes herstellen. Wie zu erwarten, treten für den Nullspannungsverlauf der Variante 9 an der unteren Temperaturgrenze die höchsten Druckspannungen auf. Es bestätigt sich damit die Vermutung aus Kapitel 3.7, dass die durch den Fugenschnitt erhöhten Druckspannungen durch die Ausbildung des Nullspannungsverlaufes noch weiter erhöht werden. Daraus resultierend werden in dieser Variante (bei $\Delta t=5\text{ °C}$) auch die meisten Elemente geschädigt. Allerdings treten die größeren mittleren Schädigungen bei der Variante 5 auf. Diese könnten aus der niedrigen Nullspannungstemperatur an der Oberseite der Betonplatte stammen. So werden die Randzugspannungen noch mit hohen inneren Spannungen überlagert und führen zu größeren Verformungen.

Beim Vergleich aller Varianten an der unteren Temperaturgrenze fällt auf, dass fast alle Werte bei einem kleinen ΔT (5 °C) größer sind als bei einem ΔT von 10 °C . Lediglich die Anzahl der geschädigten Elemente der Varianten 17 und 19 sind höher. Anders ist dieses bei den Varianten an der oberen Temperaturgrenze. Hier sind fast alle Ergebnisse bei einem ΔT von 10 °C höher. Eine Ausnahme bei allen Werten bildet die Variante 4.

5.5 Beanspruchung einer vorgeschädigten Platte

Die plastischen Verformungen, wie sie in Abbildung 5.7 dargestellt sind, lassen nicht erkennen, dass bei einer ungeschädigten Platte allein durch die Beanspruchung aus Temperatur und Strahlung ein „blow-up“ auftreten kann. Bei einem Vergleich mit den Betrachtungen aus Kapitel 4.4 sowie der rechnerischen Nachahmung der Untersuchungen von *Eisenmann*, zeigt sich zumindest eine Ähnlichkeit bei dem Beginn der Entstehung der plastischen Verformungen. In den Vergleichsbetrachtungen (Abbildung 4.10) treten erste Schäden in derselben Weise in Höhe des Fugenschnittes einige Zentimeter hinter der Fuge auf. Zudem entwickelt sich, in beiden Fällen dieser Bereich bei weiterer Belastung in horizontaler Richtung. Bei den Voruntersuchungen werden hier auch plastische Verformungen sichtbar, welche diagonal nach unten verlaufen. Diese konnten bei keiner der untersuchten Varianten beobachtet werden. Das Versagen, welches in den bekannten Fällen nicht unter Einwirkung einer Verkehrslast entsteht, könnte somit durch eine Vorschädigungen begünstigt werden. Schadensbilder bei Betonfahrbahnen stellen das Abbrechen der unteren Fugenkanten und der Fugenversatz dar. Aus diesem Grund wird erneut die Variante 19 untersucht. Hierbei wird zusätzlich zum Fugenschnitt an der Oberseite, auch ein Eckabbruch an der Unterseite bzw. ein Fugenversatz simuliert. Hierzu wird das unterste Fugenelemente entfernt. Dadurch wird

die Kontaktfläche zur Übertragung der Längsdruckkräfte zusätzlich reduziert. Zudem erfolgt nun auch im unteren Bereich eine Umlenkung der Längskräfte. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Form der plastischen Verformungen in Abbildung 5.12 dargestellt.

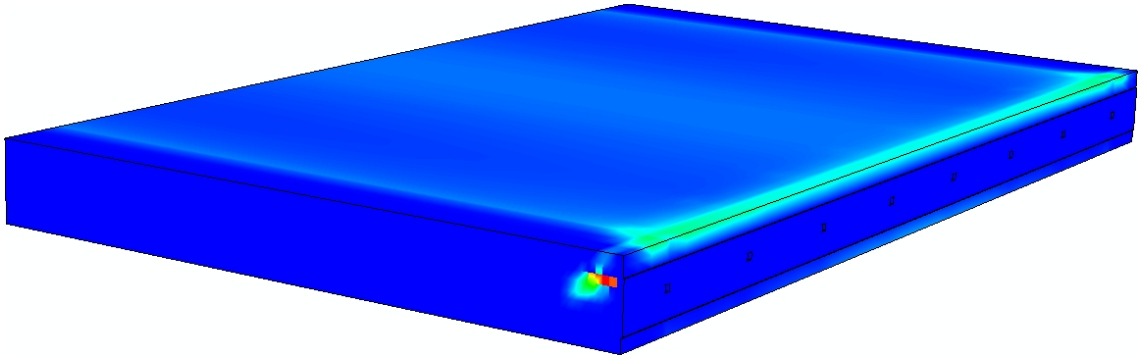


Abbildung 5.12 Plastische Verformungen der Variante 19 bei Simulation eines Eckabbruchs

Durch die fehlende Ecke haben sich die plastischen Verformungen im Bereich der oberen Kante verstärkt. Zusätzlich sind leichte Verformungen an der gesamten Oberseite zu erkennen. Auch treten geringe Schäden an der Unterseite in Plattenmitte auf. Besonders auffällig ist die an der Längsseite sichtbare plastische Verformung. Neben den bekannten horizontalen Schädigungen treten erste diagonal zur Unterseite gerichtete Schäden auf.

Diese Untersuchung lässt erkennen, dass durch eine Vorschädigung, wie hier z.B. ein Eckabbruch, ein negativer Effekt erzeugt wird. Folge einer solchen Schädigung könnte auch einen „blow-up“ sein, der allein durch die Beanspruchung aus Temperatur entsteht. Allerdings geben die Rechenergebnisse auch zu erkennen, dass vermutlich eine kleine Vorschädigung, wie sie hier simuliert wurde, nicht ausreicht, um die Platte zu zerstören.

6 Entwurf eines alternativen Konzeptes

In den letzten Kapiteln wurden die inneren Vorgänge in Fahrbahnplatten aus Beton unter der Einwirkung von Temperatur und Sonnenstrahlung beschrieben. Bei der Auswertung in Kapitel 5 hat sich gezeigt, dass die Konstruktion der raumfugenlosen Betondecke, wie sie derzeit nach den anerkannten Regeln der Technik ausgeführt wird, allein aus der thermischen Beanspruchung Schäden erleiden kann. Im Folgenden wird deshalb ein Konzept vorgestellt, das die Schwachstellen der aktuellen Konstruktionen vermindert und somit einen Beitrag zu langlebigeren Verkehrswegen aus Beton liefern könnte.

Die Ergebnisse der Berechnungen haben gezeigt, dass weniger die Verformung der Platte infolge der Temperatur, Sonneneinstrahlung sowie dem Eigengewicht ausschlaggebend für ein Versagen der Platte ist, sondern überwiegend die Schwächung des Querschnittes durch den Fugenschnitt. Um diese Schwachstelle in der Konstruktion zu beheben, müsste entweder auf den Fugenschnitt verzichtet werden oder dieser müsste nach dem Schneiden mit einer vollflächigen, steifen Füllung verschlossen werden. Beide Lösungen sind aber in der Realität wenig praktikabel, denn das Verzichten auf geschnittene Fugen würde zu unkontrollierten und eventuell weit klaffenden Rissen führen. Bei einer vollflächigen Einlage ist es wahrscheinlich nur schwierig, diese dauerhaft in dem Fugenschnitt zu fixieren. Des Weiteren würde das nachträgliche Füllen der Fugen einen doppelten Aufwand bedeuten, da die Fugen zunächst geschnitten und danach wieder verfüllt werden müssten. Aus diesen Überlegungen ergibt sich ein neues Konzept zur Erzeugung von Sollbruchstellen in der Betonfahrbahn, ohne den Querschnitt zu vermindern. Dadurch wird ermöglicht, dass unter Druckbeanspruchung die Längsdruckkräfte gar nicht oder wenn nur wenig umgelenkt werden und infolge dessen auch keine großen Querkzug- und Randspannungen entstehen. Zur Umsetzung dieses Konzeptes wird eine steife untere Fugeneinlage vor dem Betonieren auf den Untergrund gestellt. Wenn während des Erhärtungsprozesses im Beton Zugspannungen entstehen, so ist die Platte an diesen Stellen geschwächt, da sich der Beton nicht mit der Einlage verbindet. An dieser Stelle entsteht gezielt ein Riss. Dieser bildet sich ausgehend von der Oberkante der Einlage nach oben bis zur Oberfläche hin aus. Schließt sich die Fuge im Sommer, so können über die Einlage die Längskräfte im Beton weitergeleitet werden, ohne, dass eine Umlenkung oder wenn nur eine geringe Umlenkung stattfindet.

6.1 Untersuchungen

Um die Idee der unteren Fugeneinlage untersuchen und bewerten zu können, wird das System der zwei halben Betonplatten mit einer geschnittenen Scheinfuge (Abbildung 4.1) um 180° um die x-Achse gedreht. Der Fugenschnitt des zuvor verwendeten Systems ist nun direkt auf der Unterlage. In Abbildung 6.1 sind die Platte und die untere Fugeneinlage im Detail dargestellt.

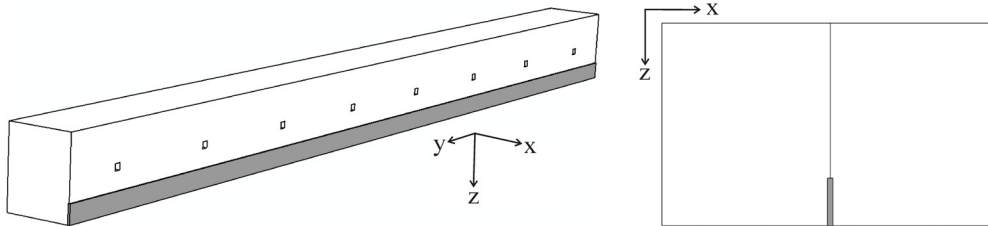


Abbildung 6.1 links: Detail der Fuge mit unterer Fugeneinlage (grau);
rechts: Detail eines Längsschnittes der Fuge mit Fugeneinlage (grau)

Für die Berechnung werden zwischen der Einlage und den beiden Betonplatten Kontaktflächen definiert, sowohl für die beiden Seitenflächen, als auch für die Oberkante. Die Einlage besteht je Seite aus 10 Elementen mit einer Breite von 400 mm und einer Dicke, entsprechend dem halben Fugenschnitt, von 4 mm.

Damit die Einlage die Längsdruckkräfte übertragen kann und nicht wie beim Fugenschnitt eine Schwachstelle erzeugt, muss das verwendete Material mindestens den Eigenschaften des Betons entsprechen. Bei der Modellierung werden dem Fugenmaterial einmal die Betoneigenschaften übertragen, allerdings ohne diesem das Schädigungsmodell des Betons zuzuweisen. In einer weiteren Untersuchung wird die Einlage aus Stahl, entsprechend den Materialeigenschaften der Stahldübel, beschrieben. Wie zuvor bei den konventionellen Platten werden die Varianten 1, 5 (größte mittlere Schädigung) und 19 (maximale Anzahl geschädigter Elemente) unter der gleichen Temperaturbelastung untersucht.

6.2 Ergebnisse der Untersuchungen

Im Folgenden werden die drei Größen der beiden Alternativsysteme Verformungen, plastische Verformungen und Spannungen, im Vergleich zur Standardbauweise dargestellt. Bei der Standardbauweise, der Bauweise mit einer unteren Einlage aus Beton und einer Einlage aus Stahl zeigen sich die in Abbildung 6.2 dargestellten Verformungen in z-Richtung an der Oberseite der Betonplatte.

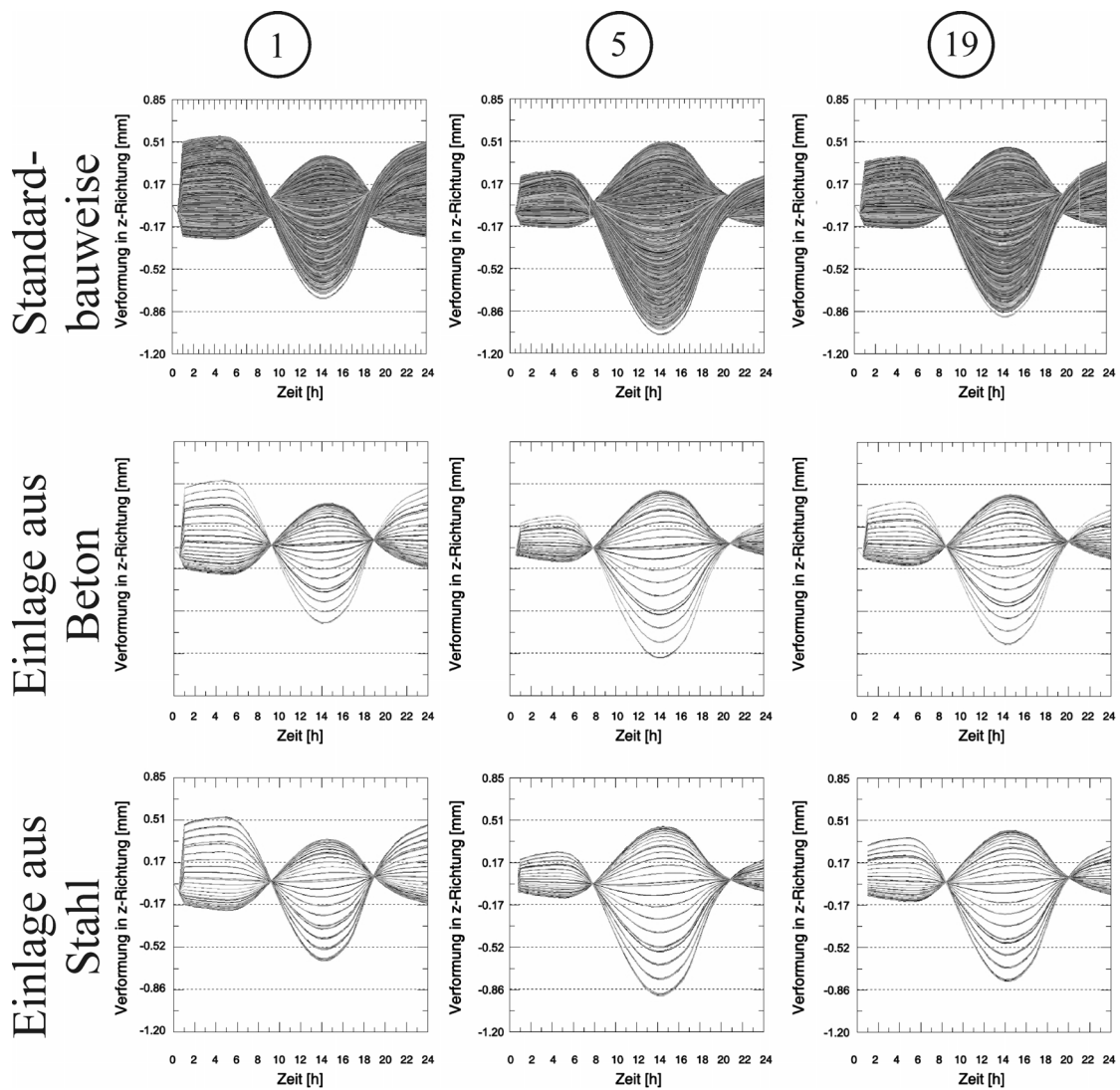


Abbildung 6.2 Verformungen der Plattenoberseite in z-Richtung

Um die Ergebnisse miteinander vergleichen zu können, sind die Vorzeichen der Verformungen der beiden Alternativen umgedreht worden, da sich die z-Richtung durch die Definition des Modells umgekehrt hat. Es zeigt sich, dass die Amplituden der Oberflächenverformungen in den jeweiligen Varianten nahezu identisch sind. Größere Unterschiede zwischen der Oberflächenverformung der Standard- und den Alternativvarianten gibt es nur während der Mittagszeit. Auffällig ist jedoch, dass bei den Alternativen zwischen Aufschüsselung und Aufwölbung ein Nulldurchgang zu erkennen ist, der gleichzusetzen ist mit einer ebenen Lage der Platte. Dieser ist sowohl bei den hier betrachteten, wie auch bei allen anderen Standardvarianten nicht zu erkennen (vgl. Anlage 6 und Anlage 7). Des Weiteren fällt auf, dass bei den Varianten mit Fugeneinlage die Verformungen der einzelnen Oberflächenknoten weniger streuen.

Dieses bedeutet, dass viele Knoten der Oberfläche die gleiche Bewegung vollführen, was auf eine symmetrische und gleichmäßige Verformung in Längsrichtung hindeutet.

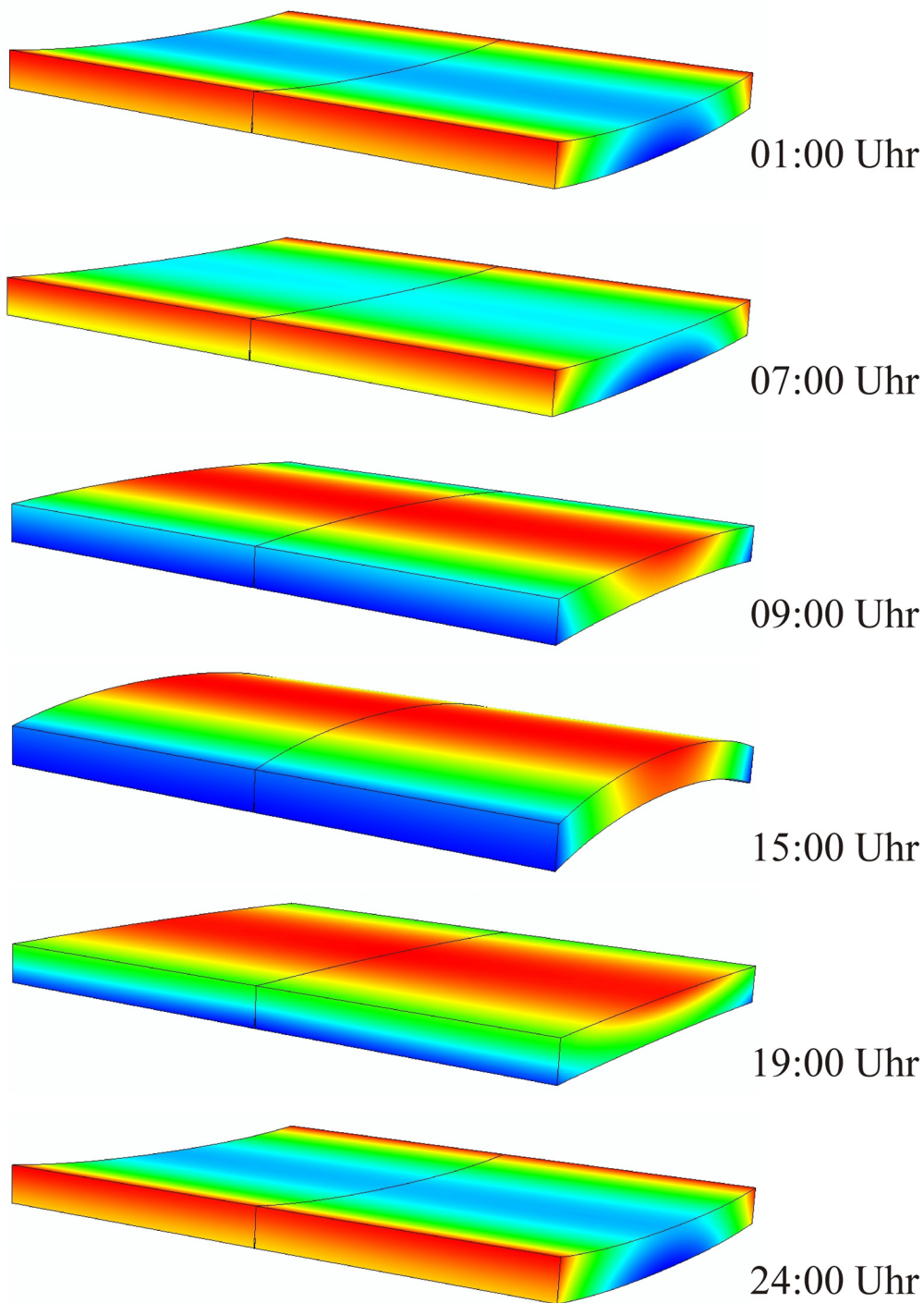


Abbildung 6.3 Verformung der Betonplatte mit unterer Einlage über den Tag

Wie für die Standardbauweise (Kapitel 5.1) sind in Abbildung 6.3 einzelne Verformungsbilder der Betonplatten über den Tag dargestellt. Sie zeigen deutlich, dass

sich die Platten über die ganze Länge gleich verformen: d.h. in den Morgen- und Abendstunden ist kein Aufschüsseln der Ecken zu erkennen. Die Ecken bewegen sich im gleichen Maße wie der gesamte Rand. In der Mittagszeit ist die Aufwölbung im Bereich der Fuge gleichgroß wie in der Plattenmitte. Die Abbildung 6.2 zeigt zudem, dass das Material der Fugeneinlage keinen Einfluss auf die Verformungen der Platte hat.

Die Betrachtung der Hauptspannungen bietet ebenfalls ein sehr homogenes Bild. Beispielhaft sind in Abbildung 6.4 die Hauptspannungen der Variante 19 mit Stahleinlage, zum Zeitpunkt der höchsten Temperaturbeanspruchung um 15.00 Uhr, dargestellt.

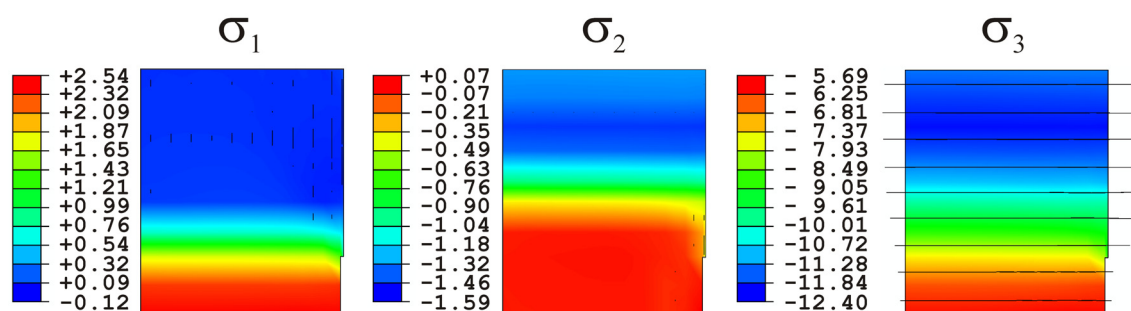


Abbildung 6.4 Hauptspannungen für den Fugenbereich in Plattenmitte sowie Spannungstrajektorien (maximale (σ_1), mittlere (σ_2) und minimale (σ_3) Hauptspannungen)

Die Längsschnitte zeigen einen Ausschnitt des Fugenbereichs in der Plattenmitte, zusätzlich sind die Trajektorien der einzelnen Hauptspannungen (σ_1 (max), σ_2 (mid), σ_3 (min)) nach Größe und Richtung eingezeichnet. Der Ausschnitt wurde auch hier bis etwa 25 cm hinter der Fuge gewählt, da der Verlauf in Längsrichtung über die gesamte Plattenlänge gleichmäßig ist. Die minimalen Hauptspannungen σ_3 (Druckspannungen) nehmen über die Dicke der Betonplatte von oben nach unten betragsmäßig ab. Sie liegen zwischen $-12,40 \text{ N/mm}^2$ an der Oberseite und $-5,69 \text{ N/mm}^2$ an der Unterseite. Durch die Trajektorien wird der horizontale Verlauf der minimalen Hauptspannungen verdeutlicht. Zu dem betrachteten Zeitpunkt nehmen die maximalen Spannungen σ_1 mit der Tiefe zu. An der Oberfläche beträgt $\sigma_1 = -0,12 \text{ N/mm}^2$ und erreicht an der Unterseite einen Maximalwert von $\sigma_1 = 2,54 \text{ N/mm}^2$. Im oberen Bereich der Platte zeigen sich einige Trajektorien der maximalen Hauptspannungen. Sie stehen senkrecht auf den Drucktrajektorien und zeigen in z-Richtung. Das nicht noch weitere Trajektorien sichtbar sind hat zwei Gründe. Zum einen sind die Spannungen gering und zum anderen zeigen diese quer zur Fahrtrichtung entsprechend der größten Verformung der Platte. Die mittleren Spannungen σ_2 schwanken in einem Bereich von $-1,59 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_2 \leq -0,07 \text{ N/mm}^2$ und nehmen ebenfalls über die Tiefe zu.

Zusätzlich sind in Anlage 8 die Ergebnisse zu drei verschiedenen Zeitpunkten (4.00 Uhr, 15.00 Uhr und 17.00 Uhr) für σ_1 , σ_2 und σ_3 von einer halben Platte dargestellt. In den Morgenstunden, wie in den Abend- und Nachtstunden, schüsselt sich die Platte am Rand auf und es bildet sich im Kern des Querschnittes eine Druckzone aus. An der Oberseite zeigen sich hingegen fast flächendeckend hohe Zugspannungen (σ_1) sowie minimale Druckspannungen (σ_2 , σ_3). Zum Zeitpunkt der höchsten Betontemperaturen (15.00 Uhr, vgl. auch Abbildung 6.4) hat sich die Platte aufgewölbt und unter Einwirkung des Eigengewichts bildet sich in der Mitte der Platte an der Oberseite Druck und an der Unterseite Zug aus (σ_1). Wie zuvor beschrieben, herrscht in Längsrichtung über den gesamten Querschnitt Druck (σ_3). Mit Beginn der Abkühlphase um 17.00 Uhr entstehen an der Oberseite etwa 0,25 – 1,0 m vom Rand ähnlich hohe Zugspannungen (σ_1), wie zuvor an der Unterseite. Die mittleren (σ_2) und die minimalen (σ_3) Hauptspannungen bleiben im Querschnitt annähernd konstant. Auch bei den ermittelten Spannungen konnten zwischen einer unteren Fugeneinlage aus Beton und einer aus Stahl keine wesentlichen Unterschiede festgestellt werden.

Die plastischen Verformungen der Variante 19 mit einer unteren Einlage aus Beton sind in Abbildung 6.5 dargestellt.

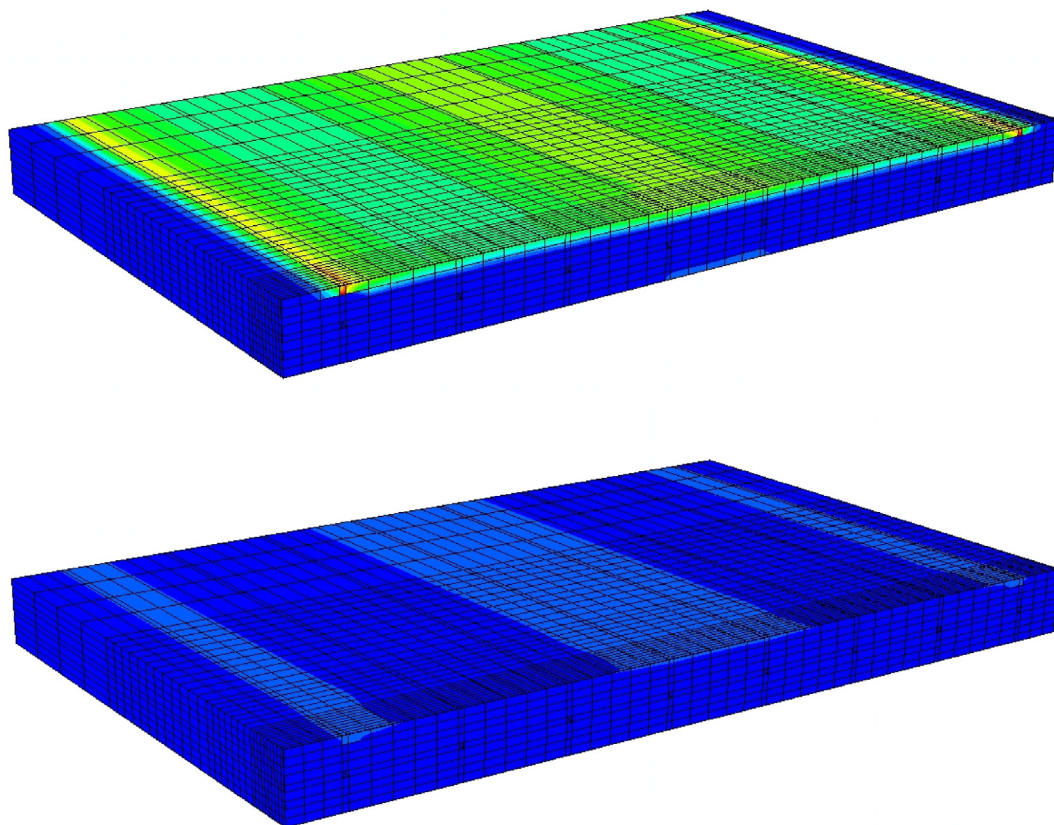


Abbildung 6.5 *Plastische Verformungen der Variante 19 mit unterer Einlage aus Beton (oben); unter Berücksichtigung der größten plastischen Verformung der Standardbauweise (unten)*

Gewählt wird diese Variante, da sich weder bei Variante 1 noch bei Variante 5 plastische Verformungen zeigen. Hier besteht ebenfalls kein Unterschied zwischen einer Einlage aus Beton und Stahl. Das obere Bild zeigt die plastischen Verformungen der Platte, in dem nicht verformte Bereiche dunkelblau dargestellt sind. Bereiche mit den größten Verformungen des Systems sind rot. An der Unterseite der Platte, etwa in Plattenmitte, treten geringe plastische Verformungen auf. Die größeren und gut sichtbaren Verformungen bilden sich an der Oberseite der Platte aus. Diese sind ab einem seitlichen Randabstand von ca. 20 cm gleichmäßig über die gesamte Platte verteilt. Die Größtwerte plastischer Verformungen werden im Fugenbereich an der Oberfläche direkt über den äußersten Dübeln sichtbar.

Um einen Vergleich zu den Ergebnissen aus den Untersuchungen der Standardbauweise führen zu können, ist die Größenskala der plastischen Verformungen im unteren Teil der Abbildung angepasst worden. Hier entspricht der Größtwert dem Wert der größten plastischen Verformung aus der Untersuchung der Standardvariante 19. Bei diesem Vergleich wird deutlich, dass die hier auftretenden plastischen Verformungen wesentlich kleiner sind als bei der Standardvariante. Lediglich an der Oberseite in schmalen Längsstreifen, etwa 25 cm vom Rand, und in der Plattenmitte sind kleinere Verformungen zu erkennen.

6.3 Auswertung

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen des alternativen Konzepts zeigen einen positiven Effekt auf die Beanspruchung der Betonplatten infolge Temperatur. Die Schädigungen an den Betonplatten werden durch dieses Konzept größtenteils verhindert, zumindest aber wesentlich vermindert. In dem Diagramm in Abbildung 6.6 sind die Ergebnisse der Bauweisen mit der neu entworfenen Fugenausbildung und dem bisher üblichen Standard gegenübergestellt. Dabei beziehen sich die angegebenen Werte jeweils auf den Größtwert aus den Untersuchungen der Standardbauweise. Die maximal auftretenden Druckspannungen der Variante 1 liegen bei 31 %, die der Variante 5 bei 34 % und die der Variante 19 bei 29 % der Standardbauweise. Wie oben beschrieben, treten bei den beiden Varianten 1 und 5 im Vergleich zur Variante 19 trotz der höheren Druckspannungen keine Schädigungen am Beton auf. Die Schäden der Variante 19 treten zwar an sehr vielen Elementen (72 %, 64 %) auf, allerdings sind die mittlere und die maximale Schädigung mit ca. 30 % bzw. 16 % zu denen der Standardbauweise gering.

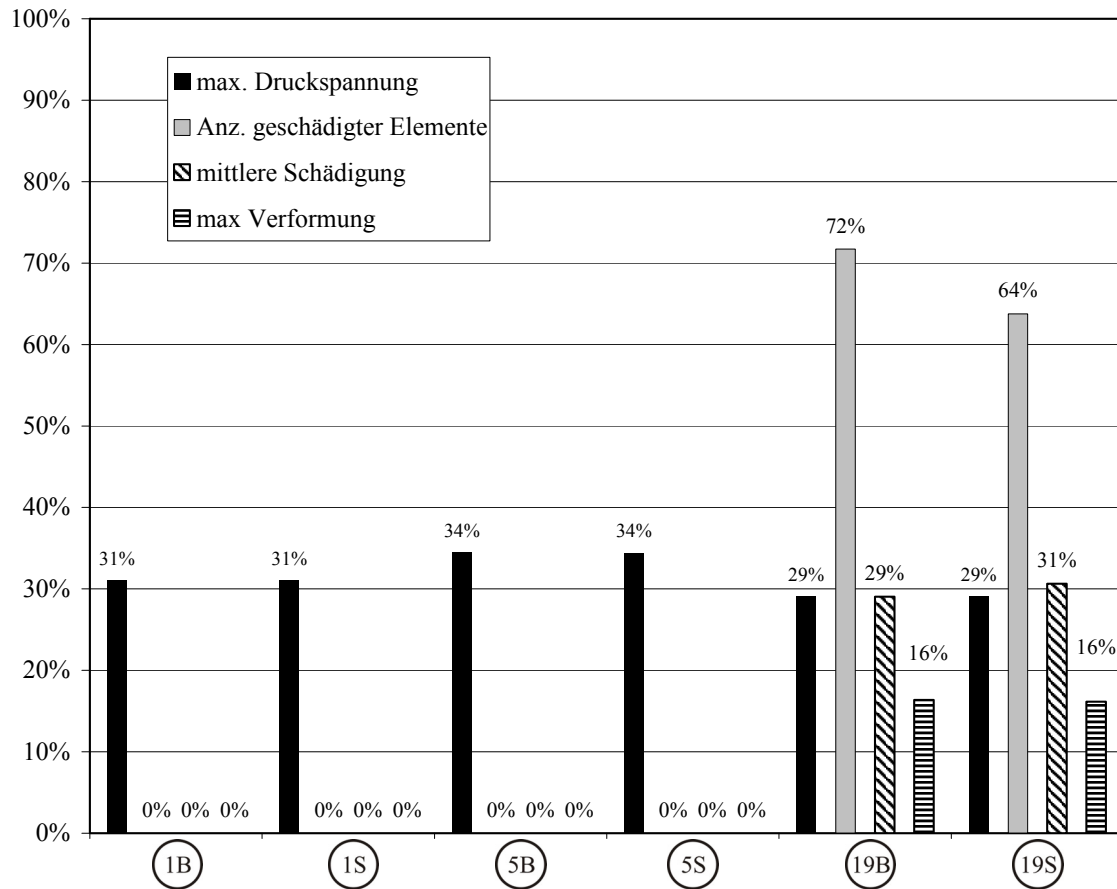


Abbildung 6.6 Vergleich der Ergebnisse der alternativen Varianten mit der Standardbauweise

Die hier betrachteten Druckspannungen sind zwar nicht maßgebend für die Schädigung des Betons, sie stellen aber ein Indiz für die auftretenden Spannungskombinationen dar. Dabei bestätigen sich die Ergebnisse aus Abbildung 6.4. Da keine Querschnittsschwächung in den Platten vorhanden ist, erfolgt keine Umlenkung im Fugenbereich. Dieses führt zu einer Reduktion der maximal auftretenden Druckspannung auf etwa $\frac{1}{3}$ derer bei der Standardbauweise. Das heißt, dass die theoretisch berechnete und am Modell nachgewiesene 3-fache Erhöhung der Druckspannung, wie sie in der geschnittenen Fuge auftritt, nicht mehr vorhanden ist.

Der Nullspannungstemperaturverlauf der Variante 19 wurde lediglich gewählt, da durch diesen größere Schäden erwartet wurden (s. Kapitel 3.7). Hierdurch wird der positive Effekt des Konzepts bezüglich temperaturbedingter Beanspruchungen von Betonfahrbahnen noch deutlicher. Durch die Reduzierung der Spannungen aber vor allem durch die Vermeidung von Querspannungen infolge der umgelenkten Längsspannungen kann eine Schädigung der Betonplatten, die allein aus Temperatur entsteht, praktisch ausgeschlossen werden.

Im Vergleich zur Standardbauweise können die Fugen bzw. Risse nicht mehr mit einer Einlage verschlossen werden. Es besteht die Gefahr, dass in den Wintermonaten, wenn sich die Risse öffnen, Feinmaterial in diese eingetragen wird. Dieses ist vergleichbar mit einer Verschiebung des Nullspannungstemperaturverlaufes in Richtung niedrigerer Temperaturen. *Wicke* [56], [55] hat dieses bei seinen Untersuchungen an der Teststrecke Golling messtechnisch festgestellt. Allerdings nähert sich diese bei den Messungen asymptotisch einer Grenztemperatur an. Diese Temperatur liegt zumindest für die beobachtete Strecke über der in Deutschland nach ZTV Beton-StB01 [64] zulässigen unteren Grenze von 5 °C. Den hier durchgeführten Berechnungen liegt diese untere Grenze zugrunde, weshalb rechnerisch keine Gefahr eines temperaturbedingten Schadens an den Betonplatten besteht.

Die Berechnungen zeigen, dass durch eine steife untere Fugeneinlage die temperaturbedingten Spannungen in den Betonplatten erheblich reduziert werden können. Die Vermeidung der Kraftumlenkung führt dabei nicht nur zu kleineren Pressungen in der Scheinfuge, sondern sie verhindert auch große Querspannungen. Durch diese kommt es bei der Standardbauweise zum Versagen des Betons. Das Konzept bietet die Möglichkeit die Qualität von Betondecken nachhaltig zu steigern und die Langlebigkeit zu verbessern. Zudem zeigen sich auch im oberen Bereich des Risses keine erhöhten Spannungen. Es kann somit ausgeschlossen werden, dass es infolge der temperaturbedingten Verformungen dort zu Eckabbrüchen oder Abplatzungen kommt.

6.4 Möglichkeiten zur Umsetzung des Konzeptes

In diesem Abschnitt werden Ideen aufgezeigt, die das zuvor beschriebene Konzept beim Bau von Verkehrswegen mit einer Betondecke umsetzen können. Die dargestellten Überlegungen sind nicht in situ untersucht worden. Dieses war im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich. Sie bieten eine Grundlage die Betonbauweise durch zukünftige Forschung zu verbessern.

Aus den Untersuchungen geht hervor (Abbildung 6.6), dass das verwendete Material der unteren Fugeneinlage einen sehr geringen Einfluss auf die Beanspruchung in der Platte hat. Deshalb werden nachfolgend nur Lösungen aus Metall betrachtet, da die Herstellung und Verarbeitung solcher Einlagen in der Praxis besser umzusetzen ist.

Grundsätzlich genügt es, eine dünne Metallplatte während des Herstellungsprozesses in die Konstruktion einzubringen. Diese sollte nicht breiter sein als der üblicherweise ausgeführte Fugenschnitt von 8 mm Breite. Es ist anzustreben diese deutlich dünner auszuführen, um Material und Gewicht zu sparen. Dabei ist zu beachten, dass sich das Blech unter den mechanischen Beanspruchungen während des Herstellungsprozesses nicht verformt und eben bleibt. Die eingebaute Schicht muss eine Trennwirkung entsprechend dem Fugenschnitt bewirken. So entsteht an dieser Stelle ein durchgehender Riss, wenn im Beton größere Zugspannungen auftreten. Hieraus folgt,

dass die Oberfläche der Einlage keine Verbindung mit dem umgebenden Beton eingehen darf. Es besteht allerdings die Gefahr bzw. es ist sehr wahrscheinlich, dass die Einlage spätestens unter der mechanischen Einwirkung der Verdichtungsbohle umkippt oder sich zumindest neigen wird. Hierdurch wäre die Funktion, die Erzeugung einer Sollbruchstelle, nicht mehr gegeben. Eine Schrägstellung erhöht die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines „blow-up’s“ oder Ausknickens. Für die Umsetzung des Konzeptes muss die Konstruktion unter der mechanischen Beanspruchung des Herstellungsprozesses kippsicher sein. Die einfachste und wirtschaftlichste Art hierfür stellt die Ausbildung der Einlage als T-Profil dar, wie sie beispielhaft in Abbildung 6.7 dargestellt ist (Variante 1).

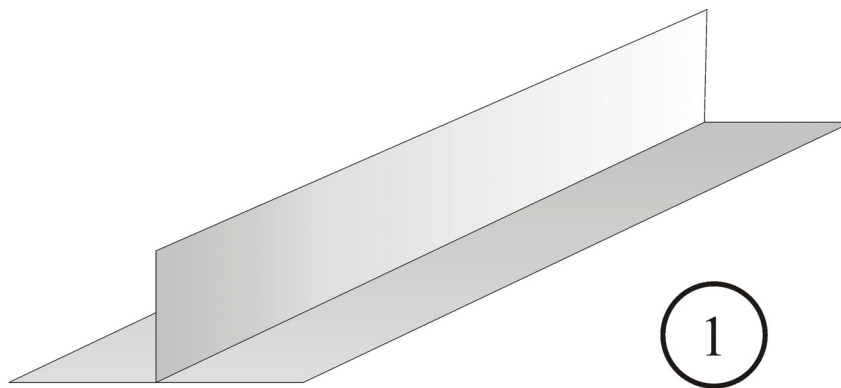


Abbildung 6.7 Skizze der Ausbildung einer kippsicheren unteren Einlage als T-Profil (Variante 1)

Zusätzliche gibt es Maßnahmen, um die Stabilität und die Funktion der Einlagen zu verbessern. Die Sicherheit gegen Kippen während der Herstellung kann durch eine seitliche Verlängerung des auf dem Untergrund aufliegenden Bleches erfolgen. Eine Skizze dieser Einlage ist in Anlage 9 abgebildet (Variante 2). Diese Bauweise ermöglicht, dass der Fertiger während der Herstellung das Standblech überfährt und mit seinem Gewicht fixiert. Ebenfalls in dieser Anlage dargestellt ist eine Einlage mit Dornen (Variante 3). Diese wird von den Dornen in ihrer Position festgehalten, wenn das Einbringen in den Untergrund möglich ist. Bei der häufig ausgeführten Standardbauweise einer Betonplatte auf einer hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) treten häufig Probleme mit eindringendem Wasser auf. Dieses kann nicht aus der Konstruktion entweichen und führt so zu Schäden. Um eventuell durch die Fuge eintretendes Wasser schadlos in den Untergrund abführen zu können wird das Standblech als Lochblech ausgeführt (Variante 4). Hierzu ist auch die letzte in Anlage 9 gezeigte Variante 5 geeignet. Als Kippsicherung besitzt diese lediglich einzelne Blechstreifen. Diese Variante hätte zudem den Vorteil, dass sie durch eingespartes Material wirtschaftlicher hergestellt werden könnte.

Die Ausbildung der Oberkante der Einlage spielt bei Breiten von maximal 8 mm eine untergeordnete Rolle, Der Riss wird sich in jedem Fall nahezu senkrecht nach Oben

ausbilden. Bei einer labortechnischen oder großmaßstäblichen Untersuchung könnte allerdings eine Variation entsprechend der Abbildung 6.8 (a) gerade (unbehandelte) Kante; b) spitz zulaufende Kante; c) abgerundete Kante) berücksichtigt werden.

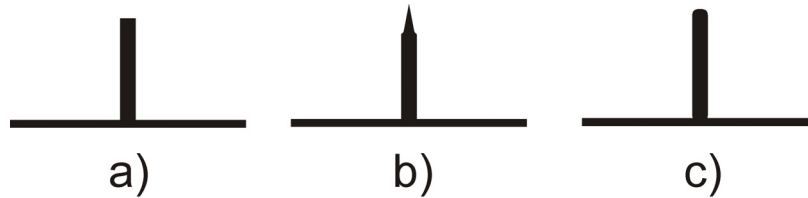


Abbildung 6.8 Mögliche Ausbildung der Einlagenoberkante

Neben der oben beschriebenen Funktion der Einlage als Erzeuger einer Sollbruchstelle kann diese auch noch verwendet werden, um die in der Fuge angeordneten Dübel in der richtigen Position zu halten. Nach dem aktuellen Stand der Technik werden die zur Übertragung von Kräften benötigten Dübel und Anker während des Herstellungsprozesses in den Beton eingerüttelt. Dieses erfolgt normalerweise bevor der Oberbeton eingebracht und verdichtet wird. Durch dieses Verfahren verändern die Stahleinlagen häufig ihre Position. In vielen Fällen setzen sich die eingebauten Dübel nicht gleichmäßig. Durch die entstandene Schräglage können die Dübel ihre Funktion, das Übertragen von Querkräften und gleichzeitig das Zulassen von Längsbewegungen, nicht mehr erfüllen. Hierdurch kann es zu erhöhten Belastungen und Schäden an den Betonplatten kommen.

In Verbindung mit den oben beschriebenen Einlagen besteht die Möglichkeit, auch die Dübel während der Herstellung in der richtigen Lage zu halten. Beispielhaft ist in Abbildung 6.9 eine Idee für eine Halterung an der Einlage schematisch dargestellt.

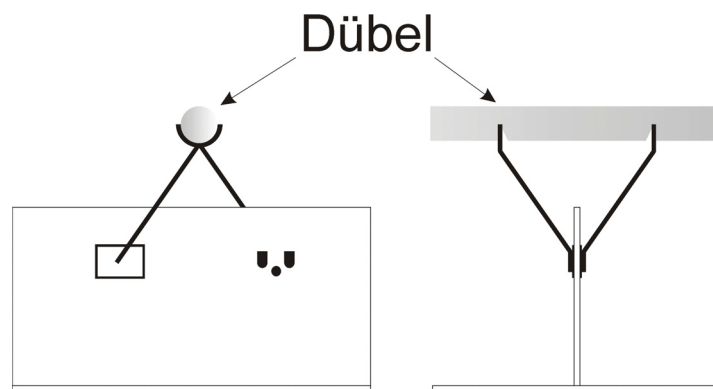


Abbildung 6.9 Ansicht und Schnitt einer in die Einlage eingesteckten Dübelhalterung

In Anlage 10 sind zusätzlich weitere Ideen zur Positionierung der Dübel als Aufsteck- oder Stützvariante abgebildet.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Eine in Deutschland gängige Bauweise für überörtliche Straßen ist die Betonbauweise. Speziell Autobahnen werden mit einer Deckschicht aus Beton hergestellt. Diesen Betondecken wird, gerade auch unter hohen Belastungen aus Verkehr, eine sehr hohe Lebensdauer nachgesagt. Neben den Achslasten der Fahrzeuge werden die einzelnen Betonplatten der Fahrbahn, genauso wie alle anderen Oberflächen von Verkehrswegen, durch das Klima und die Witterung beansprucht. Im Gegensatz zum Asphalt besitzt der Beton nur ein geringes Relaxationsvermögen, um die auftretenden Spannungen abzubauen. Mit Hilfe von Scheinfugen wird der Beton in einzelne Platten unterteilt, damit große Zugspannungen vermieden werden. Unter sommerlichen Bedingungen entstehen in den Platten Zwängsspannungen, da sich der Beton aufgrund der erhöhten Temperaturen ausdehnt. Allein hierdurch kann es zu einem plötzlichen Ausknicken der Platten im Fugenbereich oder zu einem sogenannten „blow-up“ kommen. Hierbei schieben sich zerstörte Platten aufeinander. Großmaßstäbliche Untersuchungen Anfang der 70er Jahre haben gezeigt, dass Betonfahrbahnen eine etwa 3-fache Sicherheit gegen Ausknicken besitzen [16]. Zahlreiche Schäden an Betonfahrbahnen haben gezeigt, dass es trotz der rechnerischen Sicherheit keine absolute Sicherheit gibt.

Ziel der Arbeit war es, das Verhalten und die inneren Vorgänge von Betonplatten unter realen Klimabedingungen zu bestimmen. Dieses erfolgt mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente. Aufbauend auf Messungen der Klimadaten (Globalstrahlung, Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit usw.) werden in einem zweidimensionalen Modell die Temperaturen für einen gewählten Querschnitt berechnet. Die Bestimmung der Auswirkungen einzelner Materialeigenschaften auf die Temperaturen in der Betonplatte erfolgt in einer Parameterstudie, aus der drei unterschiedliche Parameterkombinationen hervorgehen, die zu niedrigen, mittleren und hohen Temperaturen in der Platte führen. Daneben zeigt sich, dass ein Grün-, Mittel- oder Randstreifen die Temperaturen bis etwa 1,5 m vom Rand beeinflusst. Hieraus resultiert eine unterschiedliche Temperaturbelastung des Haupt- und Überholfahrstreifens. Die mit diesen Parametern berechneten Temperaturen bilden die Grundlage für die Ermittlung der Beanspruchung der Betonplatte.

Entscheidend für die Auswirkungen der Temperaturbeanspruchung sind die in der Platte herrschenden Nullspannungen. Da lediglich qualitative Aussagen zu einigen Verläufen der Nullspannungstemperaturen in Betonplatten vorliegen, werden diese jeweils an einer unteren und oberen Temperaturgrenze definiert. Ausschlaggebend sind hier die

„Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (ZTV Beton-StB01 [64]), die den Grenzbereich für den Betoneinbau festlegen. In einer Grenzbetrachtung werden neben den qualitativ verschiedenen Nullspannungstemperaturverläufen auch die maximalen Temperaturunterschiede der einzelnen Verläufe zwischen 5 °C und 10 °C variiert.

Die Berechnung der Spannungen und der Verformungen infolge der Temperaturverteilung in der Platte erfolgt an einem dreidimensionalen Modell. Grundlage dieses Modells bilden zwei nebeneinander liegende elastisch gebettete Betonplatten. Im Kontaktbereich der beiden Platten sind diese durch eine Scheinfuge getrennt und in Plattenmitte durch eine Symmetrieebene begrenzt. Die Kraftübertragung in der Scheinfuge erfolgt über zwei Kontaktflächen in Längsrichtung und acht Dübel in Querrichtung. Um neben den Spannungen und Verformungen auch Schäden infolge plastischer Verformungen berechnen zu können, wird ein Schädigungsmodell für den Beton verwendet. Das elastoplastische Schädigungsmodell beschreibt den Beton mit Hilfe einer isotropen Schädigungsformulierung, kombiniert mit isotroper Plastizität und einem nicht-assozierten Fließgesetz. Einen Schwerpunkt bildet dabei die Berücksichtigung der Betonschädigung durch die Reduzierung des E-Moduls und somit der Umlagerung von Spannungen aus dem geschädigten in ungeschädigte Bereiche.

Zur Verifizierung des Modells wird zunächst ein Versuch der großmaßstäblichen Untersuchungen von *Eisenmann* und *Gnad* [16] nachgebildet. Dabei wird auf die Simulation der Temperaturerwärmung verzichtet und die Belastung lediglich durch eine horizontale Pressung hervorgerufen. Es zeigt sich, dass die plastischen Verformungen entsprechend dem beobachteten Schadensbild in dem Modell auftreten. Allerdings ist die benötigte Spannung größer als die in den Versuchen ermittelte. Ursache hierfür ist die fehlende Aufwölbung der Platte infolge der über die Tiefe ungleichmäßigen Temperatur.

Unter den verschiedenen aufgezwungenen Nullspannungstemperaturverläufen entstehen bei der Berechnung der Betonplatten in allen Fällen identische Verformungsbilder. Diese sind gekennzeichnet durch eine Aufschüsselung in den Morgen- und Abendstunden sowie Aufwölbungen in den übrigen Tageszeiten. In Abhängigkeit von den wirkenden Nullspannungstemperaturen zeigen sich geringe Unterschiede in den morgendlichen (abendlichen) und auch den mittäglichen Verformungen. Deutlichere Unterschiede in den Auswirkungen der Nullspannungstemperaturverläufe ergeben sich bei der Betrachtung der Spannungen und den plastischen Verformungen. Erstarrt der Beton bei hohen Außentemperaturen (30 °C), so sind die Spannungen und damit verbunden auch die plastischen Verformungen geringer als bei Platten, die bei der minimal zulässigen Temperatur von 5 °C hergestellt wurden. Allerdings kann hier keine direkte Abhängigkeit zwischen dem qualitativen Verlauf der Nullspannung und den resultierenden Beanspruchungen gefunden werden. Die größten Druckspannungen treten in allen Fällen im obersten Kontaktbereich der Scheinfuge auf. Sie sind bis zu

dreimal höher als die rechnerische Festigkeit. Dass der Beton unter dieser Belastung nicht zerstört wird, liegt an der in diesem Bereich auftretenden dreiaxialen Druckbeanspruchung. Die größte aufnehmbare Spannung kann hierdurch auf eine bis zu sechsfache Prismenfestigkeit erhöht werden. Entsprechend den Voruntersuchungen treten erste Schäden einige Zentimeter hinter der Fuge und etwa in der Tiefe des Fugenschnittes (7 cm unter der Oberkante) auf. Diese resultieren aus den Querkzugspannungen, welche infolge der erzwungenen Umlenkung der Drucktrajektorien im Bereich der Querschnittsschwächung entstehen. Zusätzlich treten im Bereich der geschnittenen Ecke hohe Randzugspannungen, sowie Zugspannungen entlang der 45° Eckdiagonalen auf. Die Spannungen resultieren aus den senkrecht auf den Drucktrajektorien stehenden Zugtrajektorien und können bei einer ausmittigen Einleitung, wie es hier der Fall ist, besonders hohe Spannungen hervorrufen. Dadurch zeigen sich parallel zum Fugenschnitt, wenige Zentimeter hinter der Kante und über die gesamte Plattenbreite, plastische Verformungen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen lassen, vergleichbar mit den Ergebnissen der Voruntersuchung, erste horizontale Schäden erkennen. Diese plastischen Verformungen bilden sich allerdings nicht entlang einer Diagonalen zur Unterseite aus. In einer weiteren Rechnung wird eine vorgeschädigte Fuge untersucht, bei der die unteren Ecken der Platten abgebrochen sind bzw. sich eine Stufe infolge „Pumpen“ eingestellt hat. Bei diesen Platten ergeben sich plastische Verformungen, die schräg in Richtung Unterseite laufen.

Als Ergebnis der Untersuchungen kann festgehalten werden, dass unter den hier getroffenen realen Annahmen, allein aus Temperatur kein „blow-up“ entsteht. Vielmehr bedarf es einer Vorschädigung infolge der Herstellung, Verkehrsbelastung o.ä., um ein Versagen durch Temperatur und Strahlung hervorzurufen.

Aus den Ergebnissen der oben dargestellten Berechnungen entstand eine Idee zur Optimierung der Fugen und damit Verbesserung der herkömmlichen Methode. Die kritischen Beanspruchungen werden durch die Umlenkung der Längsdruckspannungen im Fugenbereich hervorgerufen und müssen möglichst verhindert werden. Gleichzeitig ist es aber unverzichtbar, die Fahrbahn in einzelne Platten zu unterteilen. Als Lösung wird eine untere Einlage vorgeschlagen, die bereits vor dem Betonieren auf dem Untergrund fixiert wird. Diese erzeugt ähnlich der geschnittenen Fuge zum Zeitpunkt großer Zugspannungen im erhärtenden Beton eine Sollbruchstelle und bei einer Ausdehnung durch Temperatur überträgt sie Druckspannungen ohne diese umzulenken. Berechnungen an einer solchen Fuge zeigen eine wesentliche Reduzierung der Spannungen und Verformungen. In den Fällen der höchsten Schädigungen bei der Standardbauweise konnten hier plastische Verformungen ausgeschlossen werden. Abschließend werden noch einige Möglichkeiten aufgezeigt, wie eine solche Einlage ausgeführt werden könnte und wie diese auch dazu benutzt werden kann eine positionsgerechte Lage der Dübel zu gewährleisten.

7.2 Ausblick

Die Untersuchungen in dieser Arbeit haben gezeigt, welche inneren Beanspruchungen in Betonplatten allein durch die Belastung aus den klimatischen Größen Temperatur und Sonneneinstrahlung hervorgerufen werden. Es ist aber auch zu erkennen, dass diese beiden Belastungsgrößen bei einer ungeschädigten und korrekt hergestellten Betonfahrbahn nicht zu einem „blow-up“ oder sogar einem Ausknicken führen. Durch die Annahme eines unteren Eckabbruchs (gleichbedeutend mit einem Plattenversatz) entstehen, unter sonst gleichen Bedingungen, eindeutige Hinweise auf die Entwicklung eines solchen Schadens. Diesbezüglich besteht noch ein Forschungsbedarf, wie sich z.B. die Alterung des Betons, Schäden aus der Verkehrsbeanspruchung (auch in Überlagerung mit klimatischen Beanspruchungen), Herstellungsfehler usw. auf die Entstehung eines „blow-up’s“ auswirken. Hierzu gehört auch die Untersuchung unterschiedlicher Plattenbreiten und -dicken. Alle diese Fragen sollten zunächst in einer rechnerischen Analyse untersucht und bewertet werden, um sie dann an Großversuchen oder Teststrecken zu messen.

Der Einfluss des Nullspannungstemperaturverlaufs auf die Verformung der Platte ist eher gering. Demgegenüber hat er einen größeren Effekt auf die auftretenden Spannungen und Schäden. In einer systematischen Untersuchung sollten die Auswirkungen einzelner Nullspannungsverläufe auf die Beanspruchung in der Betonplatte untersucht werden.

Mit der kippstabilen Einlage wird eine Idee vorgestellt, wie hohe Spannungen und daraus resultierend größere plastische Verformungen, infolge Temperatur und Strahlung, verhindert werden können und damit eine Optimierung erreicht wird. Zudem kann diese Einlage zur Steigerung der Qualität von Fahrbahnen mit Betondecken und einer verbesserten Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise beitragen. Dieses gilt es in praktischen Untersuchungen zu verifizieren. Hierbei steht zunächst die Erzeugung einer Sollbruchstelle oder Scheinfuge durch eine solche Einlage im Vordergrund. In einem weiteren Schritt sollte dann die praktische Umsetzung im Herstellungsprozess und auch die beschriebene Möglichkeit zur Positionierung der Dübel erprobt werden. In diesem Zusammenhang muss die erforderliche Mindestdicke der Einlage bestimmt werden. Zudem gilt es die Stabilität der Einlage unter den mechanischen Beanspruchungen des Einbaus zu bewerten und bei Bedarf z.B. durch zusätzlich angeschweißte Stege zu erhöhen. Zudem sollte die Wirtschaftlichkeit und Machbarkeit der Dübelhalterungen speziell unter den Bedingungen des Einbaus untersucht werden.

Literaturverzeichnis

- [1] American Concrete Institute : *Mass concrete for dams and other massive structures*. ACI 207.1 R-70, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1
- [2] Armaghani, J. M.; Larsen, T. J.; Smith, L. L. : *Temperature of Concrete Pavements*. In: Transportation Research Record (TRB) Heft 1121, 1988, S. 23-33
- [3] Beckhaus, K.; Springenschmid, R. : *Thermische Vorspannung von Beton – Thermal Prestressing of Concrete*. In: Betonwerk + Fertigteil-Technick (1996), Heft 12, S.94-96
- [4] Begriffsbestimmungen Teil: Straßenbautechnik, Ausgabe1990. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (hrsg.), Köln, 1990.
- [5] Berth, W.; Keller, W.; Scharnow, U. : *Wetterkunde*. Transpress, 5. Auflage, Berlin, 1979
- [6] Beton-Strassenbau in Deutschland. Deutscher Zement-Bund (Hrsg.). Ausgabe 1936, Berlin-Charlottenburg, 1936
- [7] Breugel, K. van : *Artificial Cooling of Hardening Concrete*. Report 5-80-9, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, 1980
- [8] Breugel, K. van : *Methods for Calculating Temperatures in Hardening Concrete Structures*. RILEM TC 119-TCE, State-of-the-art Report, chapter 6, draft no. 4, September 1993
- [9] Choubane, B.; Tia, M. : *Nonlinear Temperature Gradient Effect on Maximum Warping Stresses in Rigid Pavements*. In: Transportation Research Record (TRB) Heft 1370, 1992, S. 11-19
- [10] Der Elsner: *Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen 2005*. Prof. Dr.-Ing. E. Knoll (Hrsg.). 2005. Dieburg: Otto Elsner Verlagsgesellschaft, 2004. – ISBN 3-87199-167-8
- [11] Deutscher Wetterdienst. Das Klimainformationssystem des DWD (KLIS) [online]. Tägliche Aktualisierung, erhältlich im Internet unter: <http://www.dwd.de/de/Funde/Klima/KLIS/index.htm> [Stand: 17.5.2005]

- [12] DIN 4108-4 : *Wärmeschutz und Energieeinsparung in Gebäuden Teil 4: Wärme-feuchteschutztechnische Kennwerte*. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.), Ausgabe Oktober 1998
- [13] DIN 4710 : *Statistiken meteorologischer Daten zur Berechnung des Energiebedarfs von heiz- und raumlufthechnischen Anlagen in Deutschland*. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.), Ausgabe Januar 2003
- [14] DIN EN 12524 : *Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften – Tabellierte Bemessungswerte*. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.), Ausgabe April 2000
- [15] Dysli, M. : *Le gel et son action sur les sols et les fondations*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne (Schweiz), 1991. – ISBN 2-88074-229-3
- [16] Eisenmann, J; Gnad, H. : *Experimentelle Ermittlung der Knickkraft bei Betonstraßen mit unterschiedlicher Fugenausbildung*. Bundesminister für Verkehr (hrsg.). Bonn : Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 145, S. 1-31, 1973
- [17] Eisenmann, J; Leykauf, G. : *Betonfahrbahnen*. Kupfer, H. (Hrsg.). 2. Auflage. Berlin, 2003. – ISBN 3-433-01341-1
- [18] Eisenmann, J. : *Theoretische Betrachtung zur Fortentwicklung der Fahrbahndecken aus unbewehrtem Beton*. In: Beton 15 (1965), Nr.1, S.19-27
- [19] Grube, H.; Hintzen, W.; : *Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydrationswärme des Zements*. In: Beton 43 (1993), Nr.5, S.230-234
- [20] Grüning, R.; Schuster, O. : *ZTV Beton-StB 01 Kommentar unter Berücksichtigung der neuen Normen*. Ausgabe 2001. Bonn : Kirschbaum Verlag GmbH, 2002. – ISBN 3-781-21567-9
- [21] Hamfler, H. : *Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärteten Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 395, Berlin, 1988
- [22] Harik, I. E.; Jianping, P.; Southgate, H.; Allen, D. : *Temperature Effects on Rigid Pavements*. In: Journal of Transportation Engineering Vol. 120 (1994), No.1, S. 127-143
- [23] Hiller, E. : *Auswirkung von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken*. München : TU München Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, 2001

- [24] Hiller, E.; Springenschmid, R. : *Einfluß der Temperatur während der Nachbehandlung von Betondecken*. In: Straße und Autobahn 50 (1999), Nr.3, S.130-132
- [25] Kehlbeck, F. : *Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken*. Technische Universität Hannover – Lehrstuhl für Massivbau, Werner Verlag, Düsseldorf, 1975
- [26] Kerr, A. D. : *Assessment of Concrete Pavement Blowups*. In: Journal of Transportation Engineering Vol. 123 (1997), Nr.2, S.123-131
- [27] Kerr, A. D.; Dallis, W. A.: *Blowup of Concrete Pavements*. In: Journal of Transportation Engineering Vol. 111 (1985), Nr.1, S. 33-53
- [28] Kersten, M. S. : *Final report Laboratory Research for the determination of the thermal properties of soils*. University of Minnesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, 1949
- [29] Kuchling, H : *Taschenbuch der Physik*. Fachbuchverlag Leipzig, 13. durchgesehene Auflage, Leipzig, 1991 – ISBN 3-343-00759-5
- [30] Kupfer, H. : *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H.229, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [31] Kupfer, H. : *Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung*. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Bericht Nr.78, München, 1969.
- [32] Lechner, B. : *Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken*. Eisenmann, J. (hrsg.). München : Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen, Heft 69, 1996. – ISSN 0341-5538
- [33] Leonhardt, F.; Mönning, E.: *Vorlesungen über Massivbau – Zweiter Teil Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer-Verlag, 3. Auflage, 1986 – ISBN 3-540-16746-3
- [34] Lilequist, G. H.; Cihak, K. : *Allgemeine Meteorologie*. Vieweg-Verlag, 3. Auflage, 1984 – ISBN 3-528-23555-1
- [35] Linse, D.; Stegbauer, A.: *Festigkeit und Verformungsverhalten von Beton unter hohen zweiachsigen konstanten Dauerbelastungen und Dauerschwellbelastungen und Festigkeit und Verformungsverhalten von Leichtbeton, Gasbeton, Zementstein*

- und Gips unter zweiachsigen Kurzzeitbeanspruchungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H.254, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1976.
- [36] Löhning, T.: *Nichtlineare Berechnung von Betonbauteilen*. Universität Hannover, Institut für Statik, Hannover, 2003. (unveröffentlicht)
- [37] Maliha, R.; Garrecht, H.; Müller, S. : *Numerical Investigation on Deformations and Stresses in Concrete Highway Pavements*. 8th International Symposium on Concrete Roads, 13-16 Sept. 1998, Lisbon, Portugal - Theme I: Quality assurance and specifications. Lisboa: Associação Técnica da Indústria de Cimento (ATIC) / Bruxelles: CEMBUREAU / La Défense: Association mondiale de la Route (AIPCR) / World Road Association (PIARC), 1998, S. 199-205
- [38] Mangold, M. : *Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation*. München : TU München Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, 1994
- [39] Mark, P.; Schnütgen, B. : *Grenzen elastischen Materialverhaltens von Beton*. In: Beton & Stahlbetonbau 96 (2001), Nr.5, S.373-378
- [40] Mehlhorn, G.; Kollegger, J. : *Anwendung der Finite Elemente Methode im Stahlbetonbau*. Der Ingenieurbau : Band Rechnerorientierte Baumechanik. Ernst & Sohn, 1995
- [41] Niemann, P. : *Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang*. TU Braunschweig, FB Bauingenieurwesen, Braunschweig, 2002
- [42] Pravida, J. M. : *Zur nichtlinearen adaptiven Finite-Element-Analyse von Stahlbetonscheiben*. Technische Universität München, Lehrstuhl für Statik, München, 1999
- [43] Rackwitz, R. : *Einwirkungen auf Bauwerke*. Der Ingenieurbau: Grundwissen, Bd.8, Tragwerkszuverlässigkeit/Einwirkungen - (Hrsg. G. Mehlhorn), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1997, S. 73-416
- [44] RAS-Q – *Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Querschnitte (RAS-Q)*. FGSV (Hrsg.). Ausgabe 1996, Köln, 1996
- [45] Richardson, J. M.; Armaghani, J. M. : *Stress Caused by Temperature Gradient in Portland Cement Concrete Pavements*. In: Transportation Research Record (TRB) Heft 1121, 1988, S. 7-13
- [46] RStO 01 : *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von*

- Verkehrsflächen RStO 01*. FGSV (Hrsg.). Ausgabe 2001, Köln, 2001
- [47] Schäfer, J. : *Zementbeton als Unterbau im Stadtrassenbau*. In: Betonstrassen Jahrbuch 1955. Fachverband Zement eV Köln (Hrsg.), 1955
- [48] Schuster, F. O. : *Hitzeschäden an Betonstraßen Erfahrungen des Sommers 1976*. In: Straße und Autobahn 28 (1977), Nr.2, S.52-54
- [49] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein : *Grundlagen zur Nutzung der untiefen Erdwärme für Heizsysteme*. Bundesamt für Energiewirtschaft (Hrsg.), SIA-Dokumentation D 0136, Zürich, 1996
- [50] Springenschmid, R. : *Technische Grundlagen des Betonstraßenbaus und ihre Umsetzung in die Praxis – gestern, heute, morgen*. In: Straße + Autobahn 51 (2000), Nr. 3, S.184-191
- [51] Springenschmid, R.; Fleischer, W. : *Straßenbeton unter dem Einfluß von Temperatur und Feuchtigkeit*. Betonstrassentagung 1989 : Vorträge von der Tagung der Arbeitsgruppe "Betonstrassen" am 14. und 15. September 1989 in Landshut - (Hrsg. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen), Heft 19, Kirschbaum Verlag, Bonn, 1989
- [52] Streit, G. : *Handbuch des Beton-Straßenbaues : Straßen Autobahnen Parkplätze Flugplatzbefestigungen Industriehöfe Radwege, Berlin* : Bauverlag G.m.b.H Wiesbaden – Berlin, 1964.
- [53] Van Mier, J.G.M. : *Strain-Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions*. Dissertation, TU Eindhoven, 1984.
- [54] Weigler, H.; Karl, S.: *Beton Arten – Herstellung – Eigenschaften*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin – Darmstadt, 1989 – ISBN 3-433-01332-2
- [55] Wicke, M. : *Betondecken-Meßstrecke Golling Teil II*. Bundesministerium für Bauten und Technik Straßenforschung, Heft 222, Wien, 1983
- [56] Wicke, M. : *Betondecken-Meßstrecke Golling*. Bundesministerium für Bauten und Technik Straßenforschung, Heft 51, Wien, 1976
- [57] Wicke, M. : *Theoretische Untersuchungen der Längsdruckkräfte in raumfugenlosen Betonfahrbahnen*. Bundesministerium für Bauten und Technik Straßenforschung, Heft 15, Wien, 1974
- [58] Wiesner, R. : *Beanspruchung von massigen Betonsohlen unter frühem Temperaturzwang*. Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4, Bauingenieurwesen,

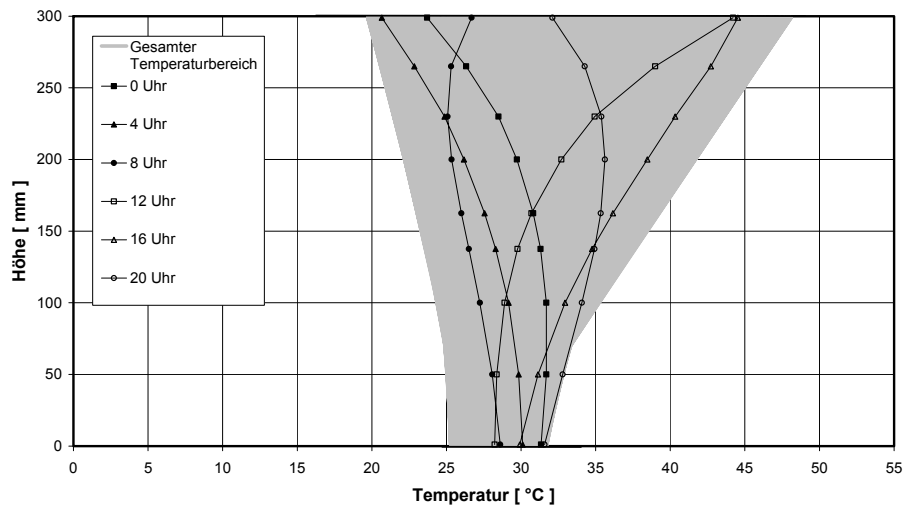
- Nr. 184, Hameln, 2002. - ISBN: 3-18-318404-4
- [59] Wriggers, P.; Wagner, W. : *Repetitorium der Mechanik*. 6. Auflage 1990. Isernhagen, 1985
- [60] Yu, H. T.; Khazanovich, L. ; Carter, M. I.; Ardani, A. : *Analysis of Concrete Pavement Responses to Temperature and Wheel Loads Masured from Instrumented Slabs*. In: Transportation Research Record (TRB) Heft 1639, 1998, S. 94-101
- [61] Zachlehner, A. : *Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch Einflüsse aus Hydratation und Witterung*. Eisenmann, J. (hrsg.). München : TU München Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Heft 57, 1989. – ISSN 0341-5538
- [62] Zachlehner, A. : *Verformungen und Spannungen in jungen Betonfahrbahnen*. In: Straße und Autobahn 40 (1989), Nr.9, S.354-358
- [63] Zement Taschenbuch 2002, 50. Ausgabe. Verein Deutscher Zementwerke e.V. (hrsg.), Düsseldorf : Verlag Bau+Technik, 2002. ISBN 3-7640-427-4
- [64] ZTV Beton-StB01 : *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndeckenaus Beton*. FGSV (Hrsg.). Ausgabe 2001, Köln, 2001

Anlagen

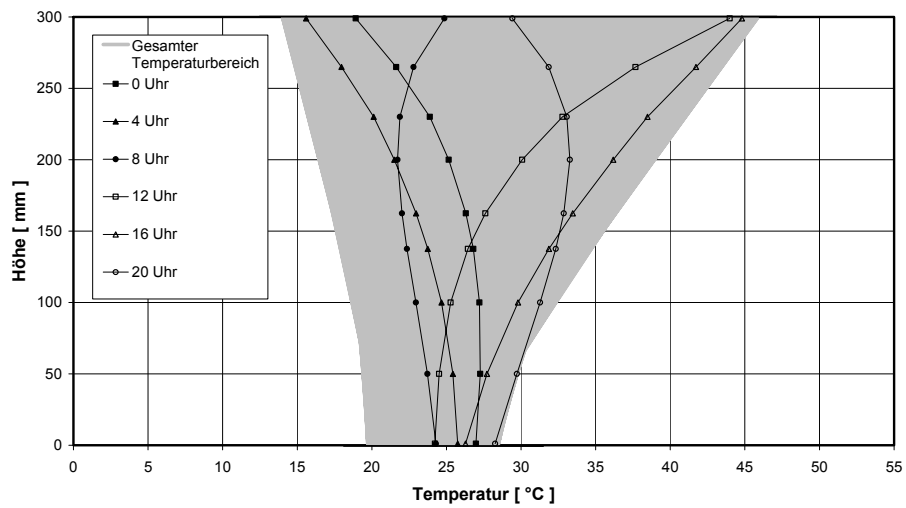
Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Temperaturverläufe der Variante 12
Anlage 2	Temperaturverläufe der Variante „Kalt“
Anlage 3	Temperaturverläufe der Variante „Warm“
Anlage 4	Nullspannungstemperaturverläufe über die Plattendicke $\Delta T = 5 \text{ }^\circ\text{C}$
Anlage 5	Nullspannungstemperaturverläufe über die Plattendicke $\Delta T = 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Anlage 6	Oberflächenverformungen der Temperaturverläufe $\Delta T = 5 \text{ }^\circ\text{C}$
Anlage 7	Oberflächenverformungen der Temperaturverläufe $\Delta T = 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Anlage 8	Hauptspannung der Betonplatte mit unterer Einlage
Anlage 9	Möglichkeiten der Ausbildung einer unteren Einlage
Anlage 10	Möglichkeiten zur Positionierung der Dübel

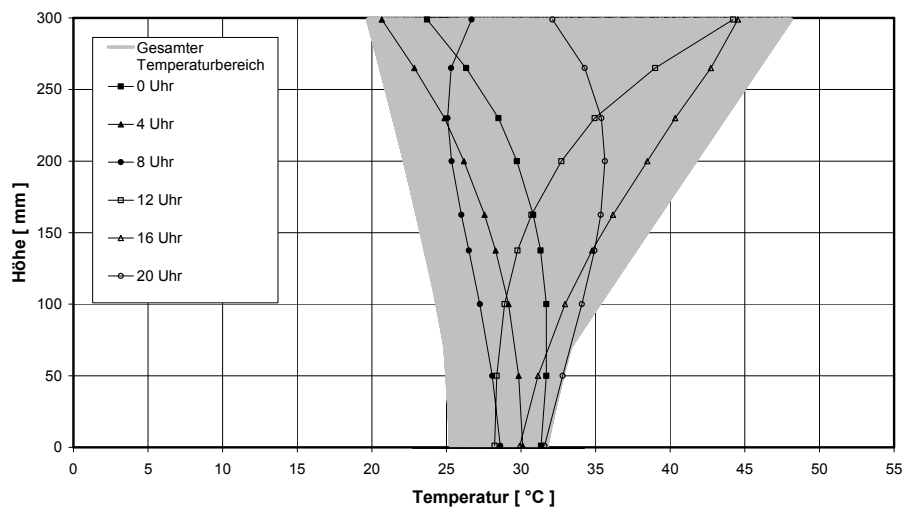
Temperaturverläufe (Variante 12 / Höchste Lufttemperaturen)

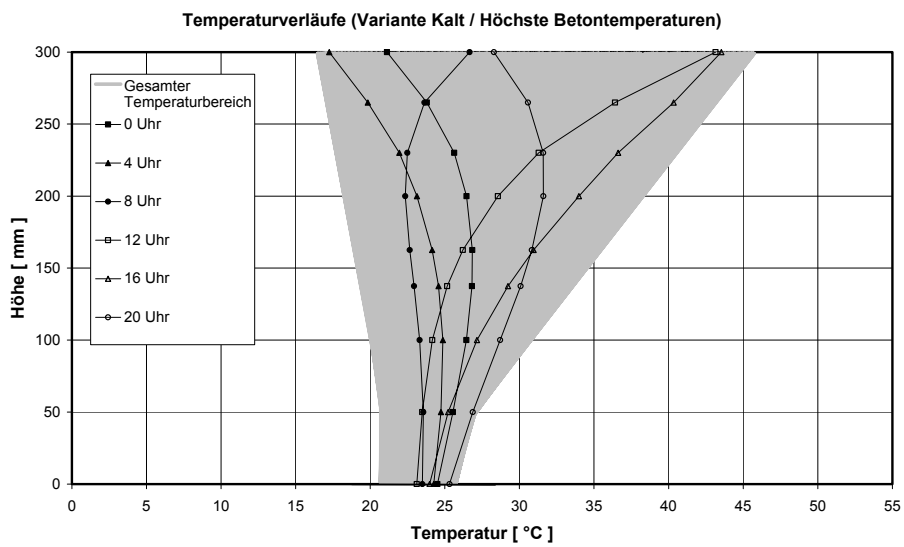
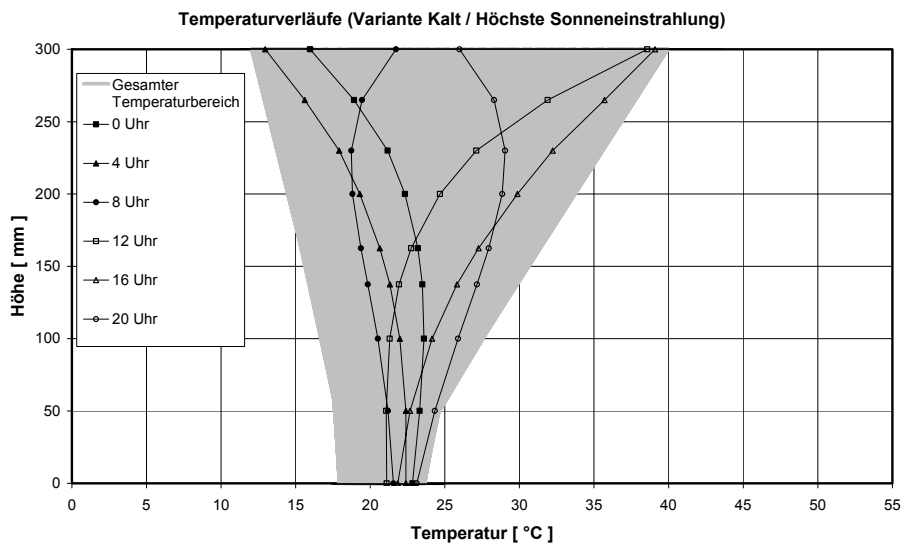
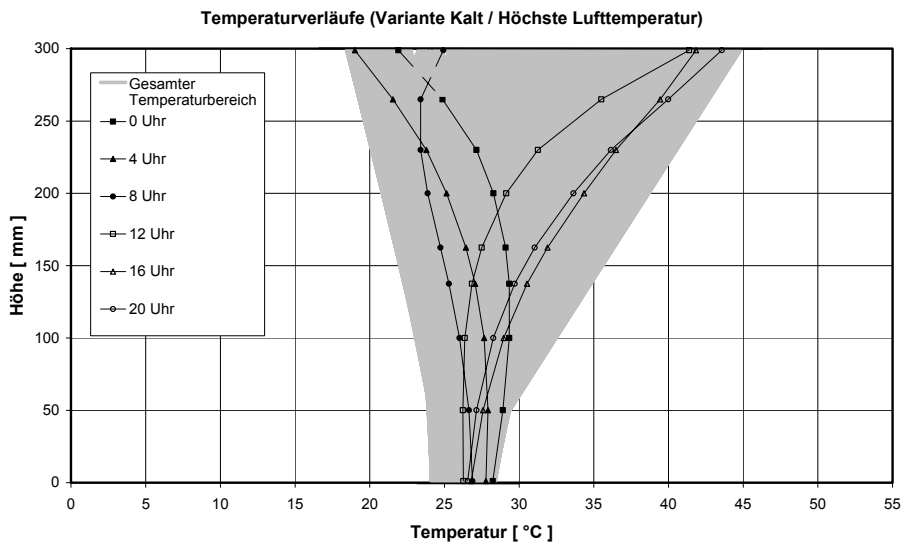


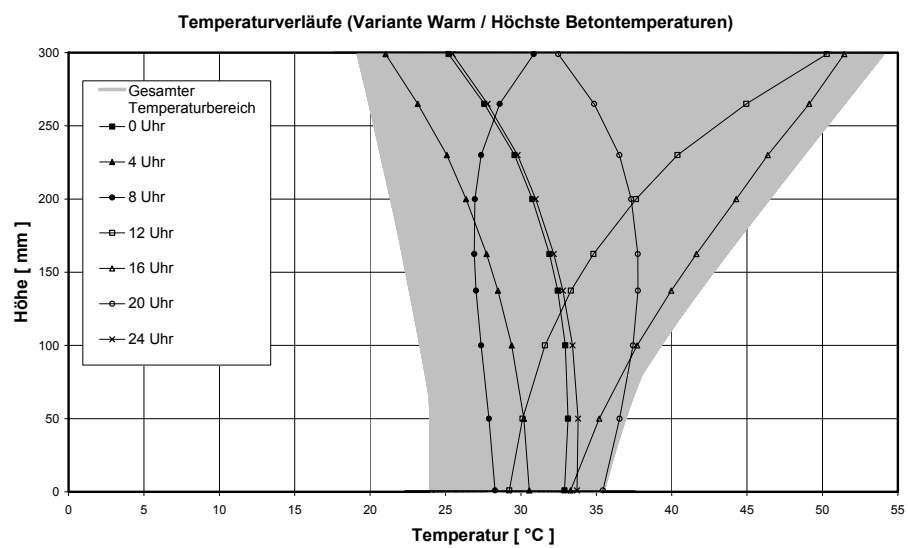
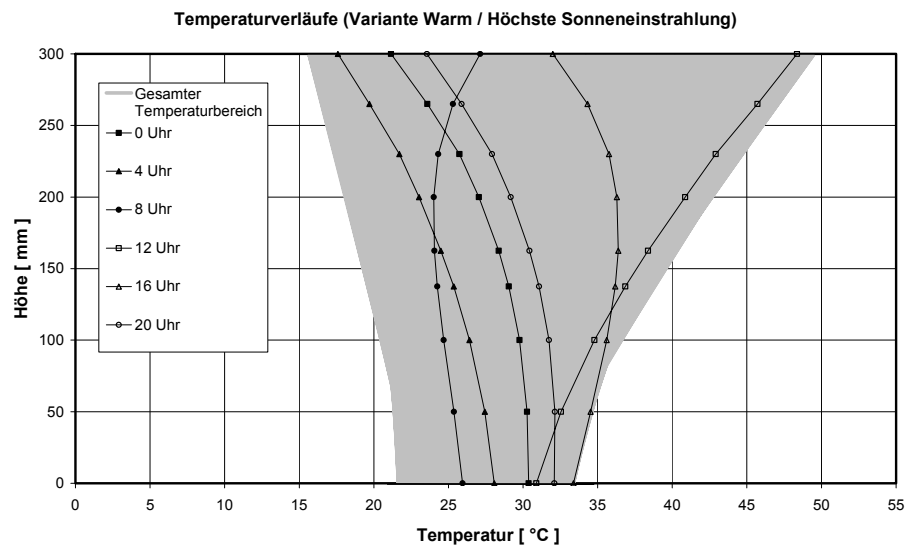
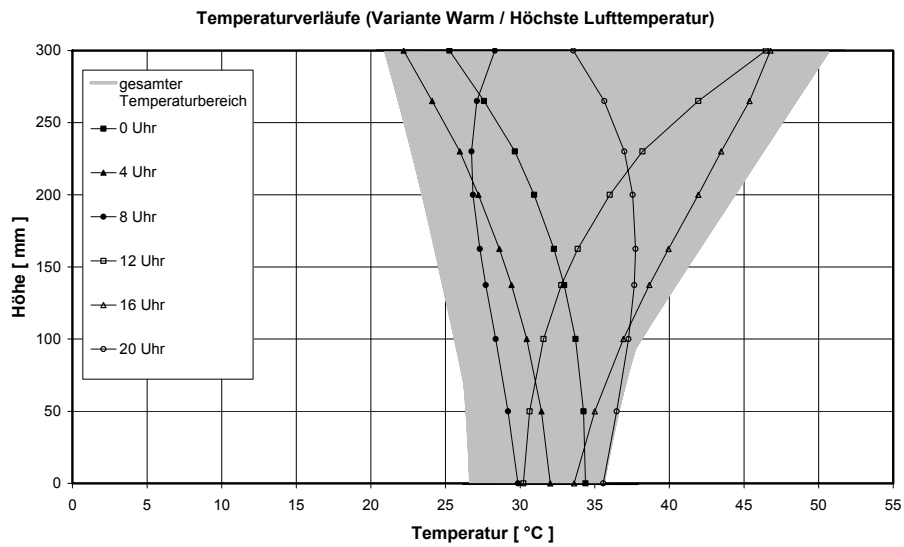
Temperaturverläufe (Variante 12 / Höchste Sonneneinstrahlung)

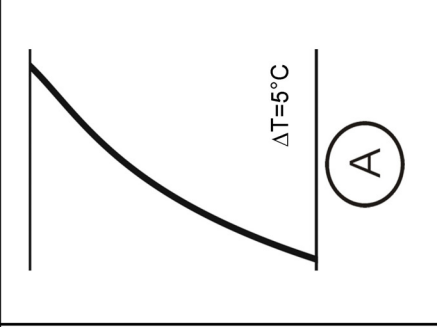
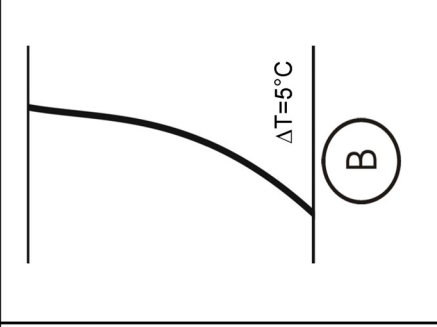
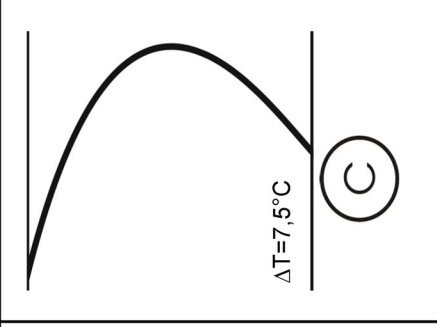
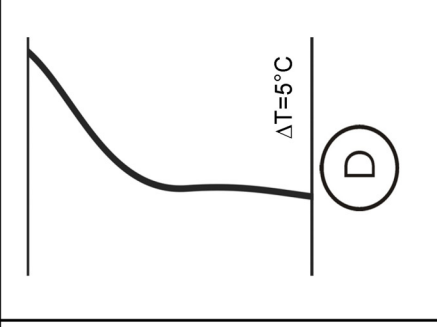
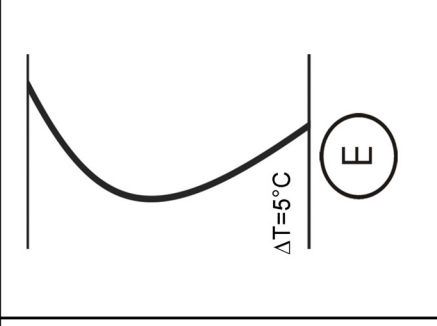


Temperaturverläufe (Variante 12 / Höchste Betontemperaturen)

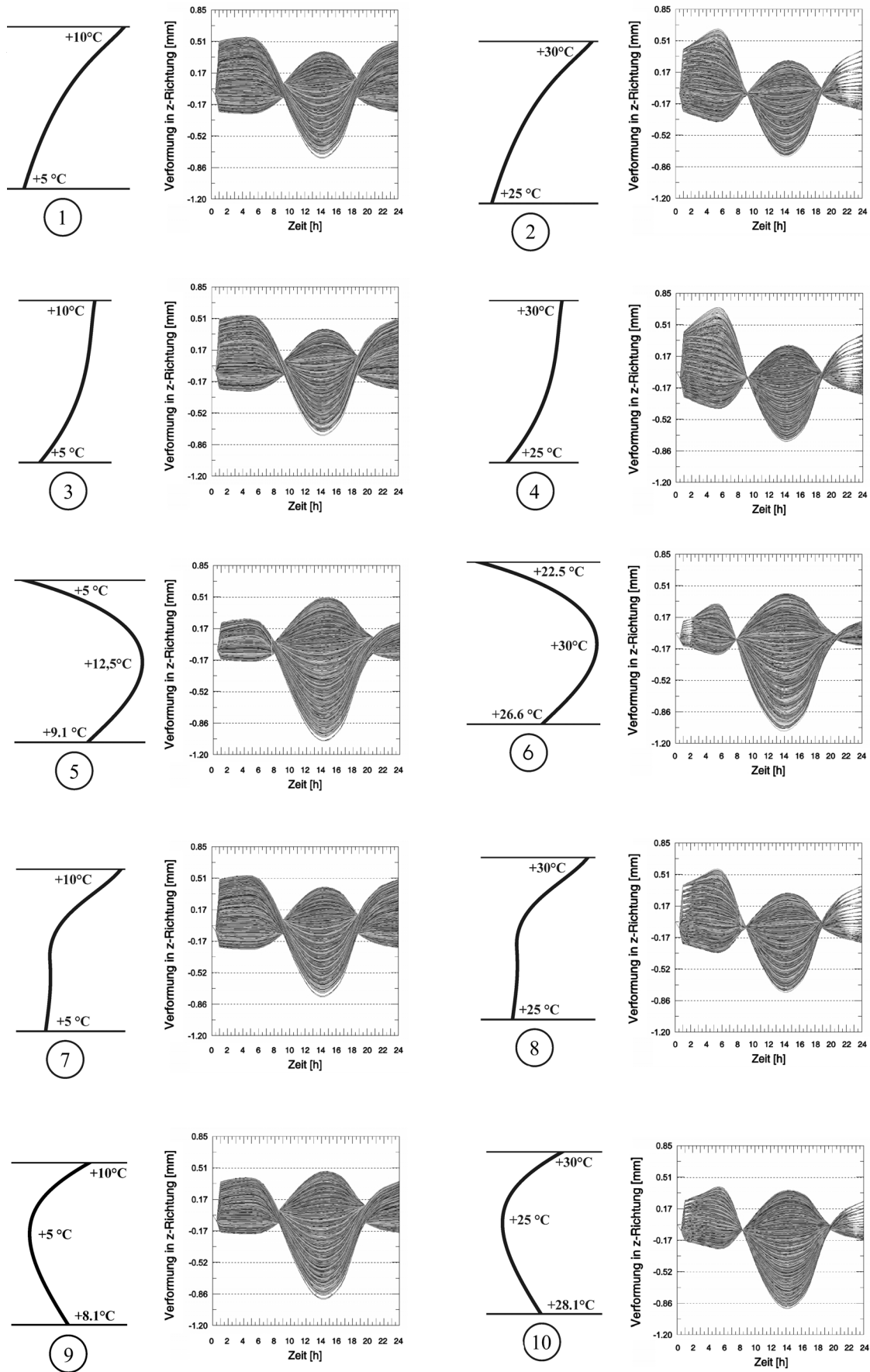


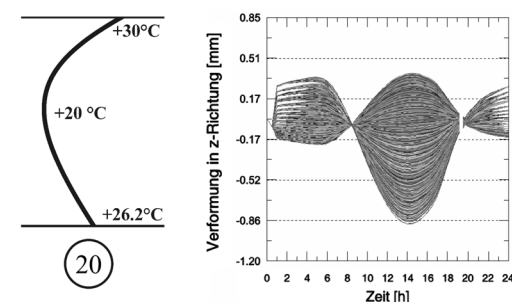
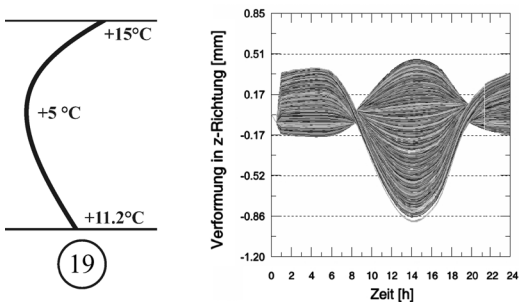
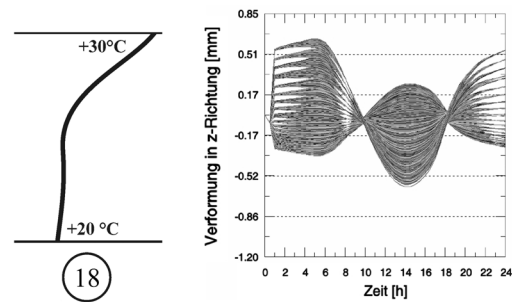
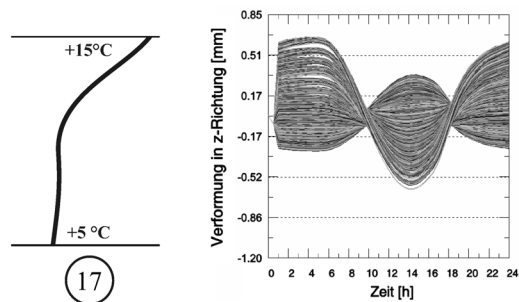
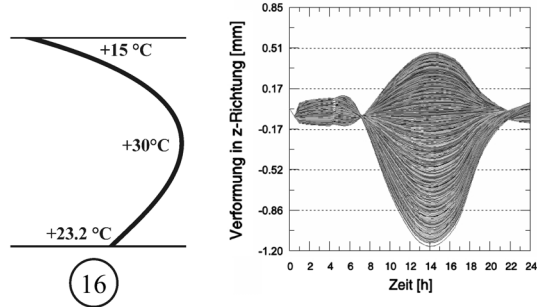
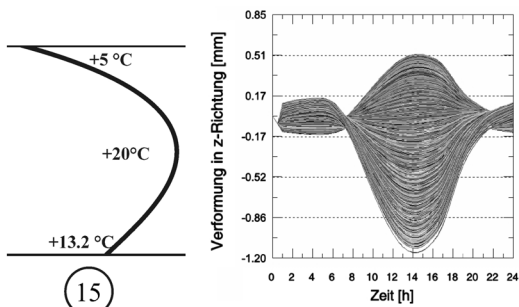
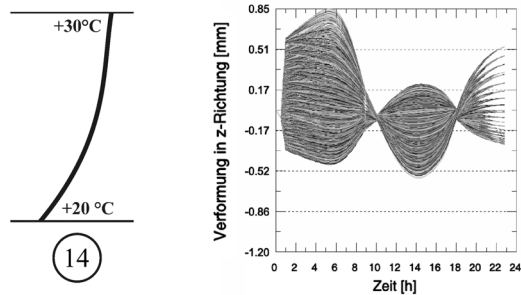
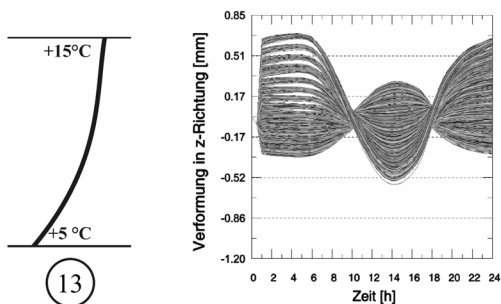
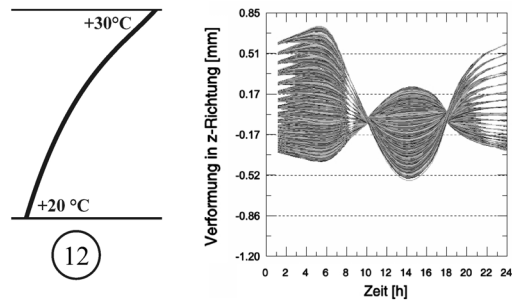
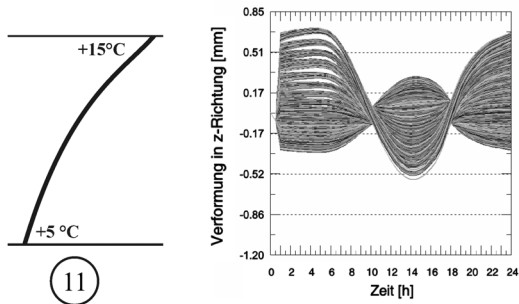


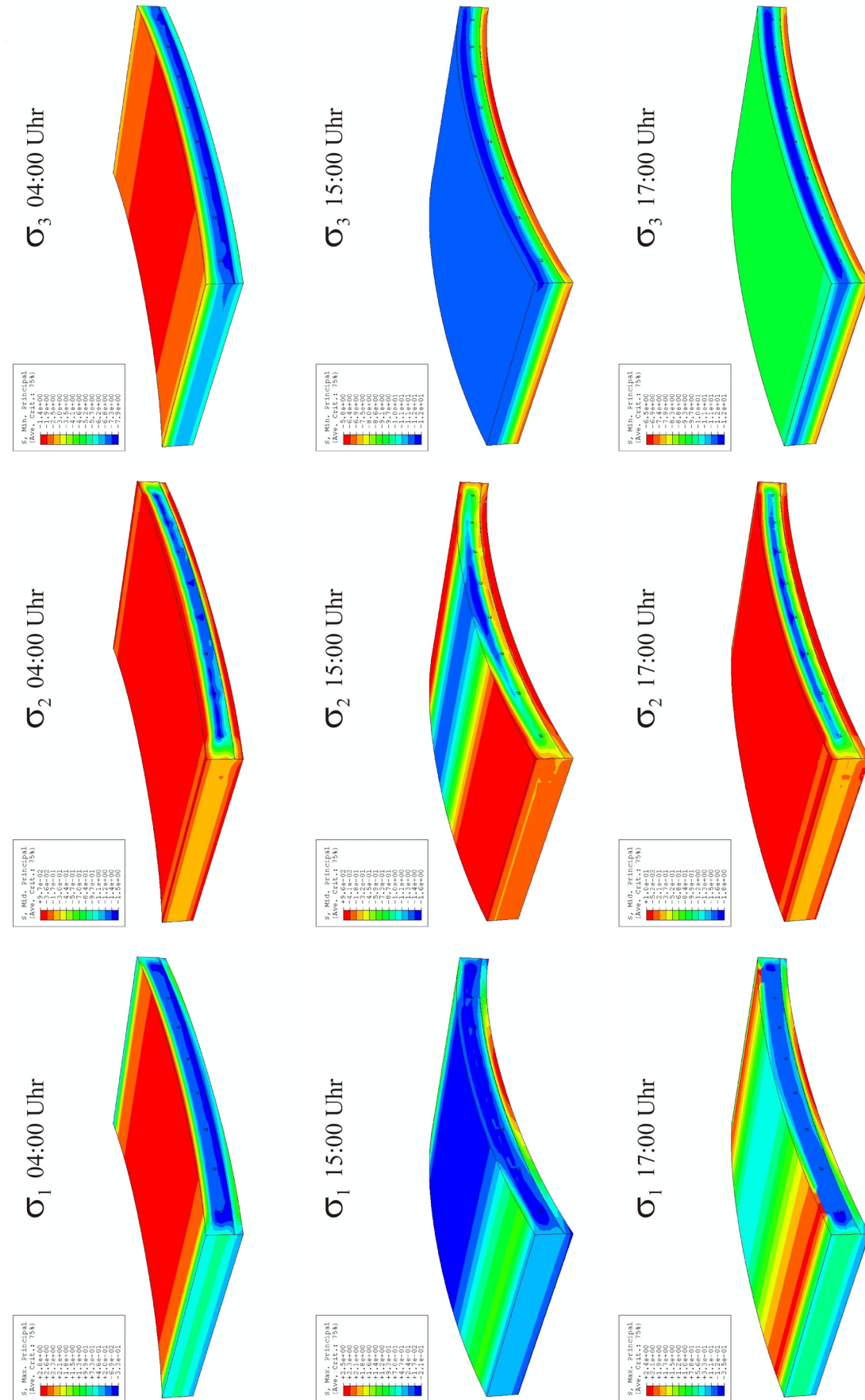


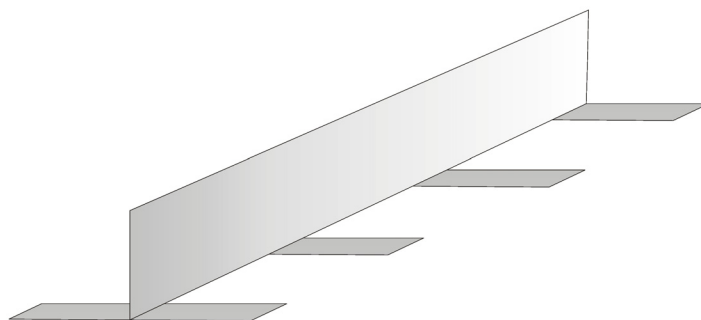
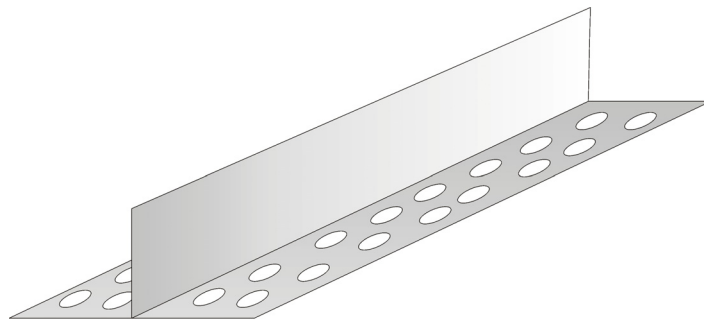
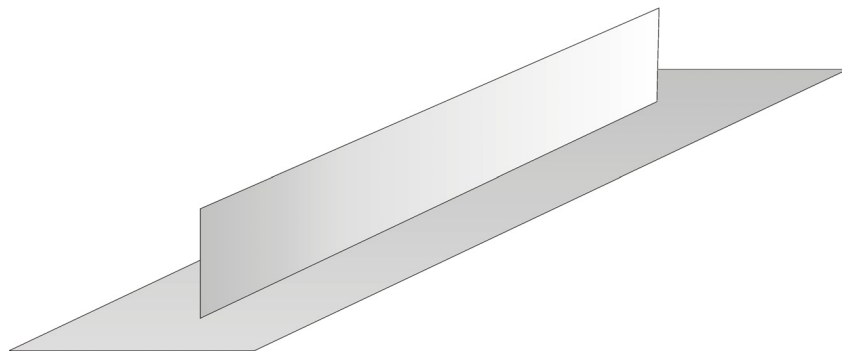
Nullspannungstemperaturverläufe über die Plattendicke bei einer Temperaturdifferenz ΔT (Ober-, Unterseite) = 5 °C (7,5 °C)										
Nullspannungs- temperatur- verlauf	 (A)	 (B)	 (C)	 (D)	 (E)					
Position in der Betonplatte unter OK	Nullspannungstemperatur in der Betonplatte									
Außenluft	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C		
[mm]	[°C]									
0,0	10,0	30,0	10,0	30,0	5,0	22,5	10,0	30,0	10,0	30,0
35,0	9,1	29,1	9,9	29,9	8,6	26,1	8,5	28,5	7,5	27,5
70,0	8,3	28,3	9,8	29,8	10,6	28,1	7,0	27,0	6,0	26,0
100,0	7,5	27,5	9,5	29,5	12,0	29,5	6,0	26,0	5,2	25,2
137,5	6,9	26,9	9,0	29,0	12,5	30,0	5,3	25,3	5,0	25,0
162,5	6,5	26,5	8,6	28,6	12,5	30,0	5,2	25,2	5,2	25,2
200,0	6,0	26,0	7,9	27,9	12,3	29,8	5,3	25,3	5,6	25,6
250,0	5,5	25,5	6,7	26,7	10,8	28,3	5,1	25,1	6,9	26,9
300,0	5,0	25,0	5,0	25,0	9,1	26,6	5,0	25,0	8,1	28,1

Nullspannungstemperaturverläufe über die Plattendicke bei einer Temperaturdifferenz ΔT (Ober-, Unterseite) = 10 °C (15 °C)										
Nullspannungstemperaturverlauf	A		B		C		D		E	
	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C
Position in der Betonplatte unter OK	Nullspannungstemperatur in der Betonplatte									
Äußenluft	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C	5 °C	30 °C
[mm]	[°C]									
0,0	15,0	30,0	15,0	30,0	5,0	15,0	15,0	30,0	15,0	30,0
35,0	13,2	28,2	14,8	29,8	12,2	22,2	12,0	27,0	10,0	25,0
70,0	11,6	26,6	14,6	29,6	16,2	26,2	9,0	24,0	7,0	22,0
100,0	10,0	25,0	14,0	29,0	18,9	28,9	7,0	22,0	5,4	20,4
137,5	8,8	23,8	13,0	28,0	19,9	29,9	5,6	20,6	5,0	20,0
162,5	8,0	23,0	12,2	27,2	20,0	30,0	5,4	20,4	5,4	20,4
200,0	7,0	22,0	10,8	25,8	19,5	29,5	5,6	20,6	6,2	21,2
250,0	6,0	21,0	8,4	23,4	16,5	26,5	5,2	20,2	8,8	23,8
300,0	5,0	20,0	5,0	20,0	13,2	23,2	5,0	20,0	11,2	26,2









Dübel

