

Brandschäden an Stahlbetonbauteilen
am Beispiel der St.- Vicelin-Kirche in Lübeck

Diplomarbeit im Studiengang Bauingenieurwesen

Fachrichtung Stahlbetonbau

Bearbeiterin: Mirjam Burchard

Betreuer: Prof. Dipl.-Ing. R. Bucholtz

Inhaltsverzeichnis

	Seite
I. Literaturverzeichnis.....	5
1. Auswirkungen von Bränden auf Stahlbetonbauten	
1.1 Allgemeines.....	6
1.2 Auswirkungen auf die Stahleinlagen.....	7
1.3 Auswirkungen auf den Beton.....	11
1.4 Auswirkungen auf das Gesamttragwerk.....	14
2. Der Brand der katholischen Kirche St. Vicelin in Lübeck	
2.1 Ablauf des Brandgeschehens / Bericht der Feuerwehr.....	15
2.2 Reaktionen / Presseberichte / Strafverfolgung der Täter.....	19
3. Schäden an der tragenden Stahlbetonkonstruktion und am Mauerwerk	
3.1 Allgemeines.....	21
3.2 Schäden an den tragenden Stahlbetonbauteilen.....	22
3.2.1 Materialprüfung.....	23
3.3 Schäden am Mauerwerk.....	25
3.4 Vergleich der bestehenden Ausführung mit den heutigen Anforderungen der DIN 4102 für die Feuerwiderstandsklasse F90.....	26
4. Instandsetzungskonzept	
4.1 Allgemeines.....	30
4.2 Stahlbetonbauteile.....	30
4.3 Mauerwerk.....	31
5. Vorschläge zur Verbesserung des Wärme- und Feuchteschutzes	
5.1 Vorschriften zum Wärmeschutz.....	31
5.2 Wärme- und Feuchteschutzmaßnahmen vor dem Brand.....	32
5.3 Möglichkeiten zur Verbesserung des Wärme- und Feuchteschutzes.....	35
6. Ausschreibung	
6.1 Instandsetzung der Stahlbetonkonstruktion.....	37
7. Kostenschätzung	
7.1 Instandsetzung der Stahlbetonkonstruktion.....	48
8. Dokumentation der Arbeiten an der Kirche bis zum 05. Dez. 1997.....	50

I. Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1045 - Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung
- [2] DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen
- [3] DIN 4108 - Wärmeschutz im Hochbau
- [4] Kordina, Meyer-Ottens - Beton Brandschutz Handbuch, Beton-Verlag
- [5] Rybicki - Bauschäden an Tragwerken, Analyse u. Sanierung, Teil 2 Beton- und Stahlbetonbauten, Werner-Verlag
- [6] Neck - Baulicher Brandschutz mit Beton, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie
- [7] Oswald, Lamers, Schnapauff - Nachträglicher Wärmeschutz für Bauteile und Gebäude, Bauverlag
- [8] Pohlenz - Der schadensfreie Hochbau, Band 3: Wärmeschutz, Tauwasserschutz und Schallschutz, Verlag Rudolf Müller
- [9] Brandt, Moritz - Bauphysik nach Maß, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie
- [10] DAfStb - Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen

1. Auswirkungen von Bränden auf Stahlbetonbauten

1.1 Allgemeines

Stahlbeton eignet sich als nicht brennbarer Baustoff in besonderer Weise, Brandbelastungen zu widerstehen und die Auswirkungen von Bränden zu begrenzen. Die Tatsache, daß ein Gebäude aus Stahlbeton errichtet wurde, kann das Ausbrechen von Bränden aber nicht verhindern. Brennbare Baustoffe des Ausbaus, Lagergüter und Einrichtungsgegenstände können sich entzünden und eine Brandbelastung auf Stahlbetonbauteile ausüben. Der Umfang der dabei entstehenden Zerstörungen hängt im wesentlichen von der Branddauer, der Brandtemperatur und dem Einwirken von im Zusammenhang mit dem Brand möglicherweise entstandenen korrosionsfördernden Stoffen ab. Bei der Brandtemperatur ist aber nicht die Temperatur im Brandherd maßgebend, sondern die Temperatur auf die die Bauteile aufgeheizt werden. Dabei ist bei Bränden bis zu einer Dauer von etwa vier Stunden die Temperatur an der Bauteiloberfläche etwa um $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ - $150\text{ }^{\circ}\text{C}$ niedriger als die des Brandherdes. Dauert der Brand länger als vier Stunden findet eine Annäherung der Temperaturen statt. Die Temperaturen in Stahlbetonbauteilen steigen bei andauernder Brandbeanspruchung, mit Ausnahme der Randzonen, fast linear an. Die Temperaturverteilung in einem brandbeanspruchten Bauteil wird im folgenden Bild am Beispiel eines Unterzuges deutlich (aus[4]).

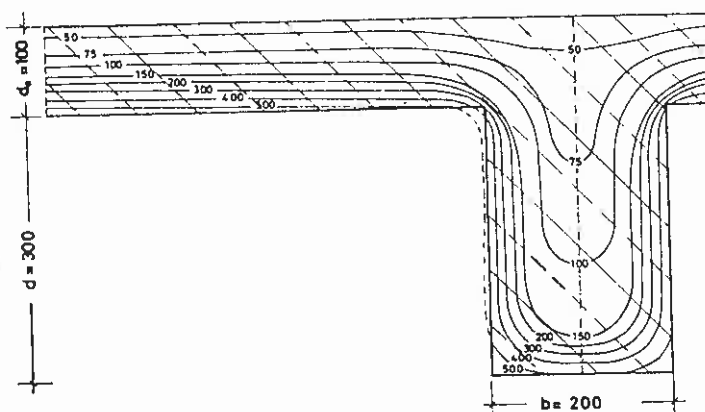


Bild 76: Isothermen in $^{\circ}\text{C}$ bei einem dreiseitig nach DIN 4102 Teil 2 (ETK) beanspruchten Plattenbalken mit quarzhaltigem Zuschlag nach 30 Minuten Beanspruchungsdauer (Maße in mm)

Die unterschiedlichen Auswirkungen, die durch die Belastung durch hohe Temperaturen in Betonstahl und Beton entstehen, werden in den folgenden Abschnitten ausführlich erläutert.

1.2 Auswirkungen auf die Stahleinlagen

Die in diesem Abschnitt verwendeten Diagramme und Bilder beziehen sich fast ausschließlich auf das Warmverhalten von gezogenem Betonstahl. Aus diesem Grund muß vorab festgestellt werden, daß das Verhalten von Stahl im Druck- und Zugbereich im Bereich bis hin zur Fließgrenze als konstant angesehen werden kann.

• Festigkeitsentwicklung unter Temperatureinfluß

Bei Erwärmung findet ein Festigkeitsverlust des Stahles statt. Dabei sinkt die Streckgrenze β_s bei fortgesetzter Erhitzung des Bauteils bis zu der kritischen Temperatur $\text{crit } T$. Bei Erreichen von $\text{crit } T$ entspricht die noch verbliebene Streckgrenze β_s der vorhandenen Stahlspannung σ_s . Findet eine weitere Erwärmung statt, kommt es zum Bruch. Bild 63 (aus [4]) zeigt die Entwicklung von $\text{crit } T$ in Abhängigkeit von der Temperatur für Bst 420/500. Eine tabellarische Aufstellung der kritischen Temperaturen für verschiedene Stahlsorten zeigt Tabelle 33 (aus [5], siehe nächste Seite). Ebenso wie die Streckgrenze β_s sinkt auch die Zugfestigkeit β_z mit steigender Temperatur ab.

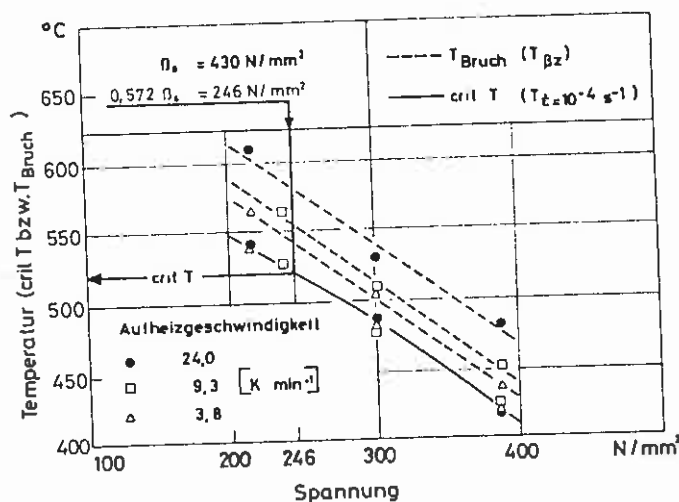


Bild 63: $\text{crit } T$ und T_{Bruch} von Betonstahl BSt 420/500 RK nach [116]

Tabelle 33: Kritische Stahltemperatur von Betonstählen in Abhängigkeit vom Grade der Spannungsausnutzung (nach [78])

Stahlgüte	Stahlspannung unter Gebrauchslast		$T_{kritisch}$ in °C
	N/mm ²	vorh σ /zul σ	
St I (220/340 GU)	140	1,0	550
	105	0,75	600
	70	0,50	650
St III b (420/550 RK)	240	1,0	500
	180	0,75	550
	120	0,50	600
St IV b (500/550 RK)	280	1,0	480
	210	0,75	530
	140	0,50	580

Die Brandschutznorm DIN 4102 geht vereinfachend grundsätzlich von einem critT von 500 °C aus. In der DIN 4102 sind Bemessungstabellen entwickelt, die für die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen Mindestachsabstände u nennen, die so bemessen sind, daß die Stahleinlagen in Abhängigkeit von der Aufwärmgeschwindigkeit c (siehe Tabelle 29, aus [5]) die schädlichen Temperaturen von 300 °C bzw. 500 °C erst nach der jeweiligen für die Feuerwiderstandsklasse verlangten Zeitspanne erreichen.

Tabelle 29: Aufwärmgeschwindigkeiten c in K pro Minute der Stahleinlagen bei Stahlbetonbauteilen unter Feuerangriff und erreichte Temp.-Grenzen von 300 °C bzw. 500 °C in n Minuten nach [72]

Bauteil	Überdeckung und Putz	c in K/min	300 °C nach n Minuten	
			300 °C nach n Minuten	500 °C nach n Minuten
Deckenplatten (Feuerangriff von unten)	1 cm Betonüberdeckung	12,5	25	40
	2 cm Betonüberdeckung	10	30	50
	1,5 cm KZ-Putz	4	75	125
	1,5 cm Vermikulleputz	2	150	250
Rechteck-Balken (Feuerangriff von 3 Seiten)	2 cm Betonüberdeckung	9 bis 10	30/35	50/55
	4 cm Betonüberdeckung	6 bis 7	45/50	70/85
Stützen (Feuerangriff von 4 Seiten)	1,5 cm Betonüberdeckung	6	50	85
	1,5 cm KZ-Putz	3	100	170

Nach dem Auskühlen zeigen unterschiedliche Stahlgüten ein unterschiedliches Festigkeitsverhalten. In Bild 57 (aus [4]) werden Spannungs - Dehnungskurven, sowohl mit als auch ohne vorangegangener Erhitzung auf 300 °C bzw. 500 °C verschiedener Stähle gezeigt. Naturharte Stähle erreichen nach dem Auskühlen ihre ursprüngliche Festigkeit zurück, vergütete Stähle erreichen ihre Festigkeit

nach dem Abkühlen von einer Erwärmung auf 300 °C nicht jedoch nach einer Erwärmung auf 500 °C zurück, kaltgezogene Stähle erreichen ihre Festigkeit auch nach einer Erwärmung auf 300 °C nicht wieder zurück, was auf das Rückgängigmachen der durch das Kaltverformen erreichten Neuordnung der Kristalle durch Erhitzen zurückzuführen ist.

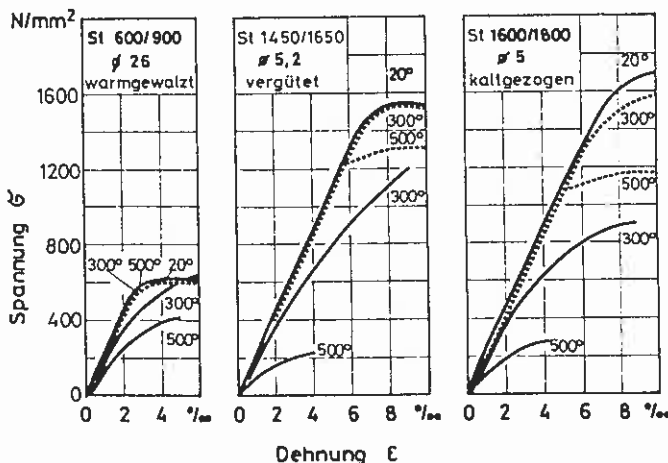


Bild 57: Spannungs-Dehnungskurven verschiedener Spannstähle nach [101]

a) bei 20, 300 und 500 °C Stahltemperatur (ausgezogene Kurven)

sowie

b) bei 20 °C nach vorangegangener einstündiger Erwärmung bei 300 °C und 500 °C (gestrichelte Kurven)

• Elastizitätsentwicklung unter Temperatureinfluß

Wie in Bild 60 (aus [4]) deutlich wird, sinkt der Elastizitätsmodul erst bei relativ hohen Temperaturen ab, wobei sich kaltgezogener Stahl, wie auch beim Festigkeitsverhalten, etwas ungünstiger verhält als naturharter Stahl.

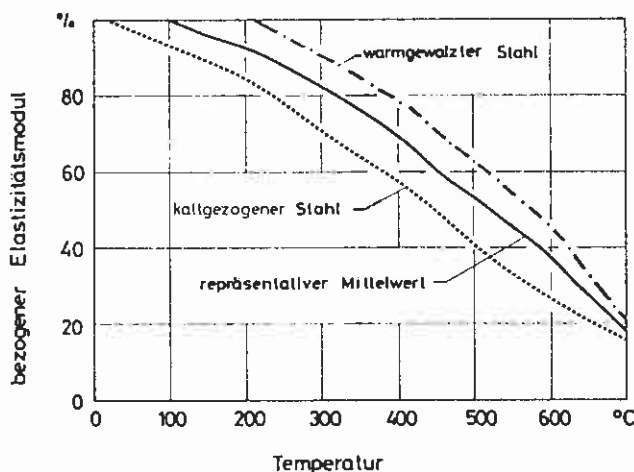


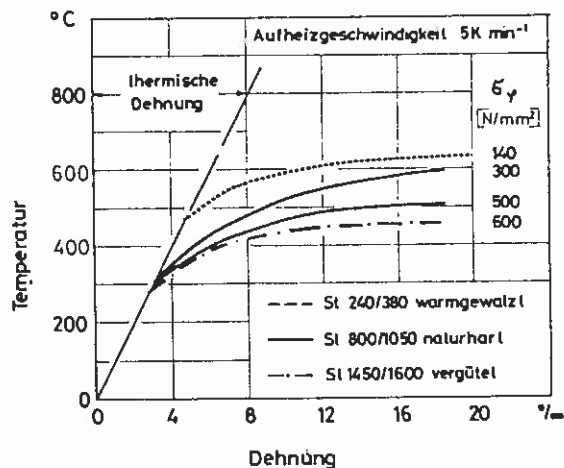
Bild 60: Bezogener Hochtemperatur-E-Modul von Beton- und Spannstählen nach [114]

• Dehn- und Kriechverhalten unter Temperatureinfluß

Stahl erhält unter Temperatureinfluß thermische Dehnungen, die in Abhängigkeit von der Dehnzahl $\alpha T = 10^{-5} \text{ [K}^{-1}\text{]}$ mit der Formel $\Delta L = \alpha T \cdot \Delta T \cdot L$ zu berechnen sind. Unter Belastung erfährt der Stahl zusätzlich temperaturabhängige Kriechverformungen, die außerdem von der Aufwärmgeschwindigkeit abhängig sind (siehe Bild 62, aus [4], nächste Seite). Diese Kriechverformungen sind je-

doch schwer von den sich unmittelbar anschließenden Fließverformungen zu trennen, da unter ansteigenden Temperaturen die Fließgrenze allmählich auf die Größe der Kriechspannungen herabgesetzt wird. Dem Fließbereich folgt unmittelbar der Bruch.

Bild 62: Temperatur-Dehnungskurven verschiedener Beton- und Spannstähle unter konstanter Spannung nach [103]



- Einfluß von PVC - Brandgasen

Kabelisolierungen, Gebrauchsgegenstände und Lagerstoffe bestehen aus oder enthalten häufig Polyvinylchlorid (PVC). Bei Temperaturen über 120 °C zersetzt es sich und wird als gasförmiger Chlorwasserstoff abgegeben. Kommt es zu einer Verbindung mit Wasser (auch als feuchte Luft) bildet sich ein Salzsäurenebel, der sich auf Oberflächen niederschlägt. Den Beton kann die Salzsäure in ihrer Tragfähigkeit praktisch nicht gefährden. Auch die Stahleinlagen werden i.d.R. nicht geschädigt, wenn der Beton eine ausreichende Dichte aufweist und die vorgeschriebene Betondeckung eingehalten wird. Werden jedoch größere Mengen an PVC verbrannt, tritt also eine hohe Konzentration an Salzsäuregasen auf, die dann über mehrere Tage einwirken kann, oder ist die Temperatur des beaufschlagten Betons wesentlich höher als 50 °C, oder ist der Beton unter Salzsäureeinwirkung ständig durchfeuchtet, können die Chlorionen tiefer in den Beton eindringen und eine starke Schädigung des Bewehrungsstahls hervorrufen. Dabei kommt es zu einer Chloridkorrosion, die bis zur vollständigen Umsetzung des Betons in Blätterrost führen kann, wenn die mit Chloriden durchdrungenen Betonteile nicht entfernt werden.

1.3 Auswirkungen auf den Beton

Im Gegensatz zu den relativ leicht zu erfassenden Auswirkungen von hohen Temperaturen auf den Stahl, sind die Auswirkungen von hohen Temperaturen auf den

Beton vergleichsweise schwer zu beschreiben, da es sich bei Beton um keinen homogenen Baustoff handelt, wie beispielsweise beim Stahl. Zudem hängt die Qualität in hohem Maße von der Güte der Zusammensetzung (v.a. Zementgehalt) und der Verarbeitung vor Ort oder im Werk ab. Grundsätzlich erleidet Beton, wie jeder andere Baustoff auch, unter Einfluß hoher Temperaturen Festigkeitsminderungen. Beim Beton beobachtet man in diesem Zusammenhang eine Besonderheit: Bis etwa zu einer Temperatur von 200 °C stellt man häufig eine leichte Zunahme der Betonfestigkeit fest, die darauf zurückzuführen ist, daß eine Art „Warmbehandlung“ des nicht ganz hydratisierten Betons stattfindet (vgl. hierzu Abb.37, aus [5]).

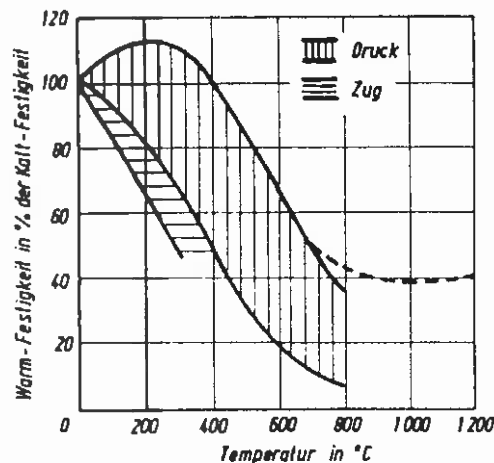


Abb. 37: Relative Warmfestigkeit von Beton, bezogen auf die Festigkeit bei Raumtemperatur, nach Wierig [74]

Analog zu der beim Stahl ausgeprägten kritischen Temperatur $\text{crit } T$ beschreibt man auch für Massivbaustoffe kritische Temperaturen, wie in Tabelle 32 (aus [5]) dargestellt wird.

Tabelle 32: Kritische Temperatur von Massivbaustoffen [73]

Baustoff	°C
Granit	700
Kalkstein	800
Beton aus Granitzuschlag	575
Beton aus Kalksteinzuschlag	675
Ziegel	900

Das Betongefüge wird unter Brandeinfluß durch Zermürbung und anschließende Abplatzungen zerstört. Es kann auch eine Zermürbung des Betons ohne sichtbare Abplatzungen vorliegen. Diese Zerstörung des Betongefüges hat verschiedene

Ursachen, die man jedoch aufgrund der Heterogenität des Materials nicht eindeutig voneinander zu trennen vermag.

- Einfluß von Wasser auf die Zerstörung des Betons

Eine wesentliche Rolle bei der Lockerung und Zerstörung des Betons unter Brandeinfluß spielt das im Gefüge vorhandene Wasser, welches in drei Zustandsformen vorkommt: → chemisch gebundenes Wasser

→ physikalisch gebundenes Wasser

(durch Adsorption oder molekular in den hydratisierten Bestandteilen des Betons)

→ freies Wasser

(füllt je nach Durchfeuchtung des Bauteils mehr oder weniger die Kapillar- und Strukturporen des Betons)

Bei Temperaturen bis zu 100 °C werden zunächst hauptsächlich die Anteile des freien und teilweise Anteile des physikalisch gebundenen Wassers verdampft, was aber noch keine Schädigungen bis auf einen leichten Abfall des E- Moduls hervorruft. Zwischen 100 °C und 400 °C kommt es zum Verdampfen des physikalisch gebundenen Wassers. Hierbei erzeugt der ausströmende Wasserdampf durch Reibung Zugspannungen an den Porenwandungen des Betons und kann zu Absprengungen und Gefügelockerungen führen. Junger Beton neigt hierzu besonders stark, da der Hydratisierungsprozeß noch nicht abgeschlossen ist. Zwischen 400 °C und 500 °C wird in Kalkhydraten gebundenes Wasser frei (chemisch gebundenes Wasser) und sprengt durch Dampfdruck das Gefüge. Abplatzungen und Zermürbung sind wiederum die Folge.

In der folgenden Tabelle 31 (aus [5], siehe nächste Seite) sind in Abhängigkeit von der Temperatur wesentliche Schädigungen des Betons zusammengefasst.

Tabelle 31: Verhalten von Beton bei höheren Temperaturen

Temperatur	Physikalische Prozesse	Betoneigenschaften
bis 100 °C	Verdampfen des freien Wassers und eines Teiles des physikal. gebundenen Wassers	leichte Erhöhung der Druckfestigkeit, Abfall des <i>E</i> -Moduls
100 °C bis 400 °C	Verdampfen des physikal. geb. Wassers; bei dichtem Beton mit viel Kapillarwasser kann dies zu Absprengungen und Gefügelockerungen führen	Erreichen der Ausgangsdruckfestigkeit; weiterer Abfall des <i>E</i> -Moduls
400 °C bis 500 °C	In Kalkhydraten gebundenes Wasser wird frei und wirkt durch Dampfdruck sprengend: Gefügelockerungen und Absprengungen bei allen Betonen	starker Festigkeitsabfall; starker Abfall des <i>E</i> -Moduls
über 500 °C	Quarzbestandteile des Betons (Sand, Kies) ändern ihr Volumen sprunghaft bei 575 °C	geringe Restfestigkeit, Zerstörung von Beton mit quarzitischen Zuschlägen; nur Feuerbeton nimmt ab 800 °C bis 1000 °C an Festigkeit wieder zu

- Zerstörung des Betons durch auftretende Spannungen

Durch Erwärmung treten im Stahlbeton verschiedene Spannungen auf, die zu einer Zerstörung des Materials führen können.

→ Eigenspannungen durch unterschiedliche Dehnungen aus ungleichmäßiger Temperaturverteilung über den Querschnitt: Hieraus resultierende Spannungen reichen i.d.R. nicht aus, um Abplatzungen hervorzurufen.

→ Spannungen aus sprunghafter Volumenvergrößerung der Quarzbestandteile des Betons: Bei einer Temperatur von 575 °C tritt eine sprunghafte Volumenvergrößerung der Quarzbestandteile auf, was zu einer Zerstörung des Betons führt.

→ Zwängungsspannungen parallel zur Stahloberfläche: Diese Spannungen entstehen aus den unterschiedlichen Dehnungen, die Stahl und Beton, resultierend aus den unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten, bei Erhitzung erfahren. Sie erzeugen parallel zum Bewehrungsstahl verlaufende Risse und im Anschluß daran Abplatzungen in diesen Bereichen. Diese Art von Zwängungsspannungen kann auch zu einem Versagen des Bauteils durch Lösen des Verbundes zwischen Stahl und Beton führen.

→ Zwängungsspannungen aus dem System: Durch behinderte Ausdehnung der Konstruktion wird das Gefüge zermürbt und zerstört und kann zum Einsturz ganzer Gebäude führen. Aus diesem Grund sieht die DIN 1045 (14.4.2)

vor, in Gebäuden, die zur Herstellung oder Lagerung großer Mengen brennbaren Materials verwendet werden, in Abständen von nicht mehr als 30 m Dehnungsfugen mit einer Breite von nicht weniger als $a/1200$ vorzusehen. Bei Gebäuden in denen mit einer besonders langen Branddauer zu rechnen ist, ist diese Fugenbreite zu verdoppeln.

- Einfluß von Löschwasser

Bei dem Einsatz von Löschwasser kommt es i.d.R. nicht nur zu einer eklatanten Schädigung der Inneneinrichtung und der Haustechnik, auch die Schädigungen, die der Beton erfahren kann, sind beträchtlich. Wurde die Betonoberfläche nur auf unter 300 °C erhitzt, ist der Beton durch die Erwärmung noch nicht stark in Mitleidenschaft gezogen. In diesem Fall bewirkt das plötzliche Abschrecken mit Löschwasser, daß zwischen den obersten Schichten des Betons und den darunterliegenden so starke Spannungen auftreten, daß diese nicht mehr aufgenommen werden können und zu einer Zerstörung des Betons führen.

1.4 Auswirkungen auf das Gesamttragwerk

Ist ein Gebäude von einem Brand betroffen, sind bestimmte Anzeichen zu beachten, die auf eine mögliche Gefährdung der Standsicherheit durch bloßen Augenschein Hinweis geben können.

- freiliegende, glühende Bewehrung und starke Zermürbung des Betons
- große Durchbiegungen von Balken und Decken
- auffallende Risse

Bei Deckenplatten ist zu beachten, daß i.d.R. nur eine Brandbeanspruchung von unten von Bedeutung für eine Standsicherheitsgefährdung ist, da Decken in den meisten Fällen durch den Deckenbelag von oben ausreichend geschützt sind.

Von sehr entscheidender Bedeutung für den Umfang und die Art der Schädigung brandbeanspruchter Gebäude ist der Brandverlauf.

- Die meisten Brände sind nur von relativ kurzer Dauer, wobei in meist relativ kleinen örtlich, begrenzten Abschnitten der Brand mit hoher Temperatur wütet. Da-

durch kommt es zu keiner durchgehenden und keiner hohen Aufheizung der Querschnitte, was zur Folge hat, daß in begrenzten Bereichen Längsdehnungen entstehen, die aber nur örtliche Schäden hervorrufen und nicht zu einer Gefährdung der Gesamttragfähigkeit führen.

- Bei langanhaltenden Bränden kommt es infolge der durchgehenden starken Erhitzung zu weit ausgedehnten Längenänderungen. Obwohl die örtlichen Schäden, wie zuvor bei kurzzeitigen Bränden beschrieben, nur gering sind, werden die zusätzlichen Momente in Stützen und Wänden aus dem Lastfall Temperatur in diesem Fall so groß, daß es zu einem schlagartigen Einsturz der Konstruktion kommen kann.

2. Der Brand der katholischen Kirche St. Vicelin in Lübeck

2.1 Ablauf des Brandgeschehens / Bericht der Feuerwehr

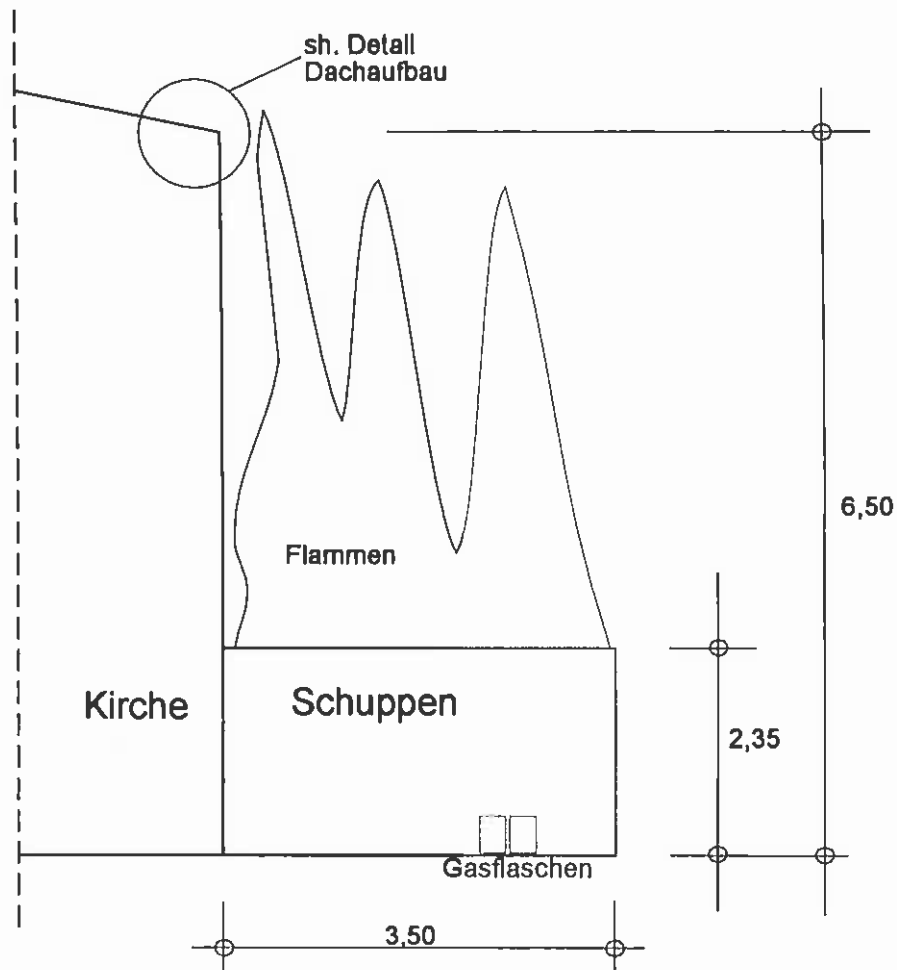
Die Ursache für den Brand der St. Vicelin Kirche in Lübeck war Brandstiftung. Die Täter verschafften sich Zutritt zu einem Geräteschuppen, der, wie auch in der folgenden Skizze deutlich wird, direkt an eine der Seitenwände des Gebäudes angebaut war, indem sie das Schloß der Schuppentür aufbrachen. Wahrscheinlich in der Absicht die im Schuppen gelagerten Propangasflaschen zum explodieren zu bringen schoß einer der Täter mit einer Signalpistole in den Schuppen hinein. Die Gasflaschen explodierten aber nicht unmittelbar, es wurde zunächst lediglich der Schuppen mitsamt seinem Inhalt, bestehend aus Gartengeräten und -möbeln in Brand gesetzt.

Gasflaschen werden von einer sogenannten Berstfolie umschlossen, die verhindern soll, daß bei Hitzeeinwirkung der durch die erhöhte Temperatur ansteigende Dampfdruck des Gases die Flasche zum bersten bringt, und es zu einer Explosion kommt.

In dem Schuppen brannte hauptsächlich die Schuppenkonstruktion, die aus Holz bestand. Beim Abbrennen von Holz entstehen Flammentemperaturen von 1200 °C bis 1300 °C. Schon nach nur kurzer Branddauer bei Eintreffen der Feuerwehr am Brandort hatte sich die Berstfolie durch die starke Hitzeentwicklung von einer der Gasflaschen gelöst, woraufhin das Propangas aus der beschädigten Flasche

ausströmte und sich entzündete. Die so erzeugte „Flammenfront“ reichte „bis zur Traufkante des Gebäudes“, die sich in etwa 6,50 m Höhe befindet, wie der Feuerwehrbericht aussagt.

Skizze zur Brandentstehung



Durch die hochschlagenden Stichflammen fing die Dachkonstruktion der Kirche Feuer. Bei den Löscharbeiten erschwerten v.a. zwei Probleme die Löscharbeiten, was zu einem sehr lang anhaltenden und weit ausgedehnten Brand führte. Dabei spielte in starkem Maße die Art der Dachkonstruktion und der vorhandenen Dachdeckung eine Rolle:

- Der sich zwischen Dachdeckung und darunterliegender Dämmung bzw. Pfetten befindende Hohlraum (Die Höhe des Hohlraums betrug etwa fünf Zentimeter.), der nur von den Sparren in einer Richtung unterbrochen wurde, begünstigte das

schnelle Ausbreiten der Flammen über die gesamte Dachfläche. Hier verbrannten in erster Linie die Holzkonstruktion, bestehend aus Pfetten, Sparren und Latten, sowie die aus Glaswolle bestehende Dachdämmung (Dachaufbau siehe Detailzeichnungen zum Dachaufbau als Anlage 1).

- Als zweites Problem zeigte sich die Tatsache, daß es sich bei der Dachdeckung um eine durchgehende Kupferdeckung handelt. Jede andere Eindeckung z.B. mit Dachsteinen wäre unter starker Hitzeeinwirkung entweder von selbst geplatzt, oder wäre von der Feuerwehr relativ leicht zu entfernen gewesen, um im Bereich des Brandherdes Löscharbeiten durchführen zu können. Kupfer hat aber einen Schmelzpunkt, der bei 1083 °C liegt. Das hat zur Folge, daß das Material den bei diesem Brand dauerhaft wesentlich niedriger auftretenden Temperaturen ohne weiteres standhalten konnte.

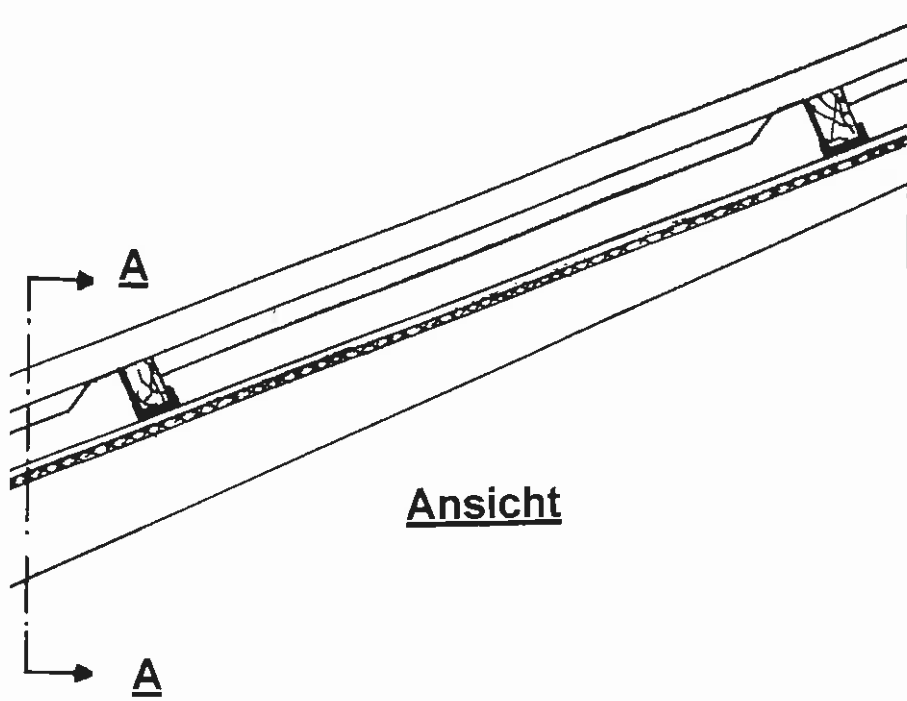
Die oben genannten Punkte führten dazu, daß die Feuerwehr zunächst nicht bis zu dem sich weit ausbreitenden Brandherd unter dem Dach vorstoßen konnte und sich auf das Löschen des durch den Brand völlig zerstörten Schuppens und das Kühlen der Dachhaut beschränken mußte. Nachdem wegen der starken Rauch- und Hitzeentwicklung auch der Versuch gescheitert war, die Dachhaut mit Hilfe einer Kettensäge zu öffnen, um so einen besseren Zugang zu dem Feuer zu erhalten, konnte lediglich abgewartet werden bis nach etwa einer Stunde Branddauer die Dachkonstruktion begann einzustürzen. Die herabfallenden, brennenden Teile, die das Mobiliar in der Kirche zerstörten und teilweise in Brand setzten, konnten von der Feuerwehr zumindest im Kirchenschiff gelöscht werden. Die in Brand geratene Orgel konnte nicht vor der Zerstörung bewahrt werden, da sie sich auf der aufgrund des Feuers nicht zugänglichen Empore der Kirche befand.

Der Einsatz der Feuerwehr dauerte insgesamt etwa 29 Stunden, während der Brand effektiv nach etwa 14 Stunden gelöscht war, abgesehen von einem Glutnest, welches die Feuerwehr vier Stunden, nachdem das Feuer aus war, noch entdeckt und gelöscht hat. Es kam eine Löschwassermenge von 80000 Litern zum Einsatz. Der Einsatz wird durch den Feuerwehrbericht (Anlage 2) und die Photos aus der Brandnacht (Anlage 3) dokumentiert.

Anlagen auf den folgenden Seiten:

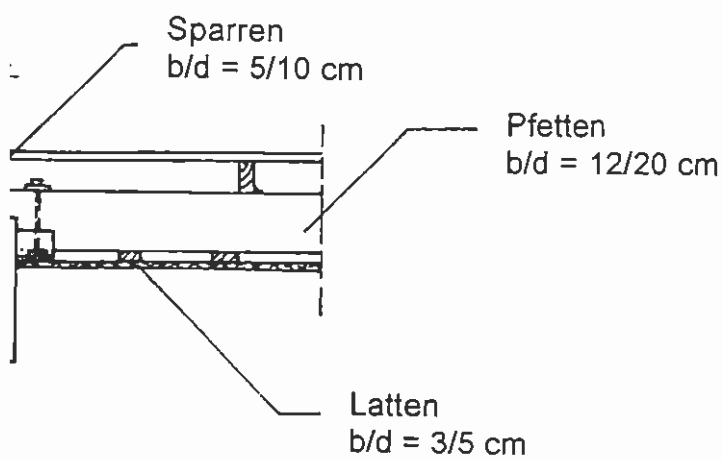
- | | |
|----------|----------------------------------------|
| Anlage 1 | Detailzeichnung zum Dachaufbau |
| Anlage 2 | Bericht der Feuerwehr |
| Anlage 3 | Photodokumentation der Brandgeschehens |

**Anlage 1 -
Detail zum Dachaufbau**



Ansicht

Deckplatten



Deckplatten

Schnitt A - A

Mirjam Burchard

Matr.Nr.044804

F9700818 EINSATZBERICHT Archiv 97 10.07.1997
 Brandeinsatz BI - 1-

Einsatzbeschreibung

Ort HL
 Ortsteil 37 St. Jürgen 3
 Straße MÖNKHOFERWEG 84
 Objektname KIRCHE ST VICELIN
 Meldeweg Brandmelder
 Melder 12249
 Besonderh.

Einsatzzeiten

Voranmeldung 25.05.1997 , 01:15
 Annahme 25.05.1997 , 01:15 , S-ATT
 Eröffnung 25.05.1997 , 01:15 , S-ATT
 Aktivierung 25.05.1997 , 01:17 , S-SSR
 Einsatzende 26.05.1997 , 06:00 , S-MARS
 Einsatzdauer 28:43

Einsatznummern

Eröffnungsnr 9712048
 F-Einsatznr 9700818 R-Einsatznr 9711304

Adressen

Geschädigter St.Vicelin Kirche,
 MÖNKHOFERWEG 84
 23562 HL

Auftraggeber/
 Kostenträger/
 Eigentümer

Einsatzinfo

Einsatzmittel 6 C - Rohre, 1 Wenderohr und 32 BG
 Geräteträger Waldraff, Helms, Kinzel, Steffen, Schütt, Wohlsen, Zietz, FF
 ca. Wasserverbrauch 80000 Liter
 Wasserentnahme Fahrzeugtank und Hydrant
 Einsatzleiter/POL Kurz, Neumann, Bürgermeister, Trave 4 / 11 Kripo

Statistik

Art Einsatzstelle Versammlungsstätte
 Ursache Brandstiftung
 Statistik Großbrand

F9700818 EINSATZBERICHT Archiv 97
 Brandeinsatz B1

10.07.1997

- 2-

Meldungen

01:15 ATT ->2-WAL W2 [A MÖNKHOFERWEG LF 16 01:15*°]
 01:20 ATT ->FF GENIN [A MÖNKHOFERWEG B1 01:19*°]
 01:20 ATT ->FME GENIN
 01:20 ATT ->1-WAL W1 [A MÖNKHOFERWEG B1 01:19*°]
 01:20 ATT ->EINSATZDATEN [B MÖNKHOFERWEG B1 01:19 *°]
 01:20 ATT ->ELD [B MÖNKHOFERWEG B1 01:19 *°]
 01:20 ATT ->02.83.01 [A MÖNKHOFERWEG ;,01:15*° SONDERRECHTE!!]
 01:32 ES BRENNT EIN ANBAU VON DER GRÖÖE 3 X 6 METER IN VOLLER
 AUSDEHNUNG, 1 C - ROHR VOR.
 01:33 DAS GEBÄUDE WIRD KONTROLLIERT.
 01:46 2 C - ROHR VOR
 01:53 DAS 2 - ROHR ÜBER DIE SCHIEBLEITER IN DER KIRCHE VOR
 02:17 DIE DL ZUM AUSLEUCHTEN IN STELLUNG GEBRACHT.
 02:23 3 C - ROHR VOR
 02:36 TEILE DES DACHES SIND EINGESTÜRTZT
 02:39 SDU ->FF BUNTEKUH [A MÖNKHOFERWEG B1 01:19*°]
 02:59 LD FÄHRT ZUM EO.
 03:00 ES BRICHT IMMER MEHR VON DER DACHKONSTRUKTION ZUSAMMEN.
 03:14 4 - C ROHR VOR
 03:41 6 - C ROHRE VOR.
 04:34 ATT ->FME BÜSSAU
 04:35 ATT ->FME BÜSSAU
 04:35 ATT ->FME NIENDORF
 05:11 HERR WEGNER WURDE INFORMIERT
 05:13 FRAU POHL - LAUKAMP WURDE INFORMIERT
 07:31 2. DLK WIRD IN STELLUNG GEBRACHT DACH WIRD VON AUßEN AUFGENOMMEN
 07:47 HERR MEINS INFORMIERT. FF-BÜSSAU WIRD ABGEL. VON FF- KRONSF.
 07:47 KRAU ->FF KRONSFORDE [A MÖNKHOFERWEG B1 01:19*°]
 07:47 KRAU ->FME KRONSFORDE
 07:47 KRAU ->FF BÜSSAU [A MÖNKHOFERWEG B1 01:19*°]
 07:47 KRAU ->FME BÜSSAU
 07:47 KRAU ->FF NIENDORF [A MÖNKHOFERWEG B1 01:19*°]
 07:47 KRAU ->FME NIENDORF
 07:01 KRAU ->FME GENIN
 08:08 FF-GENIN NICHT ERREICHBAR.
 08:10 FF-GENIN ERREICHT.
 11:10 DER LD WAR VON 08.00H-09.30H AM EO.
 11:26 2 FLÜSSIGKEITSHEBER ZUR EINSATZSTELLE
 11:32 LAUT HERRN MEINS FF11 U. FF16 ZUM EO. ZUR ABLÖSUNG
 12:32 WACHE 3 LÖST WACHE 2 AUS
 15:34 FEUER AUS.
 19:57 NEUE RAUCHENTW. IM GIEBEL.
 20:03 ES HANDELT SICH UM EIN GLUTNEST. S-ROHR VOR.
 20:29 MARS ->FME BÜSSAU
 20:30 MARS ->FME BÜSSAU
 21:03 UM 22:00 BRANDSTELLENKONTROLLE DURCH WACHE 2
 05:04 KEINE BESONDEREN VORKOMNISSE
 05:05 BRANDWACHE KANN LAUT HERRN HÖFLER UM 05:30 EINRÜCKEN

F9700818 EINSATZBERICHT Archiv 97
 Brandeinsatz Bl

10.07.1997

- 3 -

alte Eröffnungsdaten

Eingabe am 25.05.1997 um 08:22 von S-KRAU

Melder :
 Meldeweg : 11
 Betroffener :

Eingabe am 25.05.1997 um 01:19 von S-ATT

Melder :
 HausBez :
 HausNr : 0
 Objektname :
 Ortsteil : 36
 Meldeweg : 11
 Betroffener :

Eingabe am 25.05.1997 um 01:15 von S-ATT

Melder :
 HausBez :
 HausNr : 0
 Objektname :
 Ortsteil : 36
 Meldeweg : 11
 Betroffener :
 Stichwort : LF 16

Bericht

SM: Ein an der rechten Seite der Kirche angebauter Holzschuppen (ca. 7,5 m x 3, 5 m) brannte in voller Ausdehnung. Im Holzschuppen befanden sich u. a. 2 Propangasflaschen. Bei einer der Flaschen hatte sich die Berstfolie bereits gelöst, durch das brennend ausströmende Gas reichte die Flammenfront bis zur Traufkante des Gebäudes. Dadurch erfolgte die Brandausbreitung auf die Dachkonstruktion. Der Holzschuppen wurde mit einem C - Rohr gelöscht. Es wurde versucht, die Dachhaut der Kirche mit Hilfe einer Schieb- und Steckleiter unter Einsatz einer Kettensäge zu öffnen, um das Feuer mit einem C - Rohr zu löschen. Da es sich um eine Kupferbedachung handelte, gelang dies nur unter großen Schwierigkeiten. Währenddessen dehnte sich das Feuer auf die gesamte Dachkonstruktion aus. Wegen der extremen Wärme- und Raumentwicklung mußte das Öffnen der Dachhaut eingestellt werden. In Zusammenarbeit mit der FF unter Einsatz von 32 BG, 6 C - Rohren und einem Wenderohr von der DLK wurde das Feuer gelöscht. Des weiteren wurde das Wenderohr zum Kühlen der Dachhaut eingesetzt. Zur Bekämpfung des Feuers im Kircheninnenraum wurden 2 C - Rohre vorgenommen. Als vermehrt brennende Teile der Dachkonstruktion herabstürzten, wurde der gezielte Innenangriff wieder aufgenommen. Dazu wurden auch feststehende Fenster im hinteren Teil der Kirche mit der AAxt eingeschlagen. Um die Sichtverhältnisse in der Kirche zu verbessern, wurde ein Druckbelüftungsgerät (Typhoon) eingesetzt. Verschiedene Kirchengegenstände wurden vom Altar geborgen und ins Pastorat gebracht. Zu einem späteren Zeitpunkt wurden von der DLK aus mit einer Kettensäge Löcher in die Dachhaut geschnitten, um restliche Brandnester zu löschen. Anfallendes Löschwasser, das durch Heizungsheißluftschächte in den Keller des Pastorats gelangte, wurde mit einer E - Lenz (200) und zwei Flüssigkeitshebern aufgenommen. Eine Brandwache verblieb an der Einsatzstelle.

F9700818 EINSATZBERICHT Archiv 97
 Brandeinsatz B1

10.07.1997

- 4 -

Kläber / Attmer

Fahrzeugzeiten

	> W1 <							
	01.11.02	01.11.03	01.21.01	01.27.01	01.44.01	01.65.01	01.AS.01	01.DK.01
Alarm	19:55	01:20	23:26	01:20	02:33	02:40	02:54	02:33
W ab	19:57	01:21	23:26	01:22	02:34	02:40	02:54	02:35
E an	20:07	01:26	23:40	01:29	--:--	02:46	02:54	02:35
E ab	20:15	18:23	05:31	07:35	--:--	16:01	16:01	02:54
Z an	--:--	--:--	--:--	--:--	--:--	--:--	--:--	
Z ab	--:--	--:--	--:--	--:--	02:34	--:--	--:--	
Ende	20:23	18:23	05:50	07:59	02:35	16:18	16:19	02:54

	> W2 <					
	02.32.01	02.32.01	02.44.01	02.44.01	02.44.01	02.83.01
Alarm	01:20	19:55	01:15	19:55	22:12	01:20
W ab	01:22	19:56	01:17	19:56	22:12	01:22
E an	01:26	20:00	01:21	20:00	22:16	01:26
E ab	17:28	20:30	18:46	20:51	22:22	12:34
Z an	--:--	--:--	--:--	--:--	--:--	--:--
Z ab	--:--	--:--	--:--	--:--	--:--	--:--
Ende	17:40	20:36	19:02	20:57	22:27	12:34

	> W3 <	
	03.32.01	03.44.01
Alarm	12:32	12:32
W ab	12:32	12:32
E an	13:09	12:53
ab	13:19	13:19
an	--:--	--:--
Z ab	--:--	--:--
Ende	13:28	13:28

	> W11 <			
	11.21.01	11.27.01	11.45.01	11.FF.00
Alarm	11:34	11:34	11:35	11:32
W ab	11:34	11:34	11:35	11:43
E an	11:48	11:48	15:45	15:45
E ab	15:45	15:45	15:45	15:45
Z an				
Z ab				
Ende	16:03	16:04	16:04	16:04

F9700818 EINSATZBERICHT Archiv.97
 Brandeinsatz B1

10.07.1997

- 5-

> W12 <

12.21.01 12.FF.00
 Alarm 15:08 15:03
 W ab 15:11 15:11
 E an 15:25 17:12
 E ab 17:12 17:12
 Z an
 Z ab
 Ende 17:24 17:24

> W13 <

13.21.01 13.FF.00
 Alarm 07:54 07:49
 W ab 07:57 08:06
 E an 08:10 ---:--
 E ab 12:29 ---:--
 Z an ---:--
 Z ab ---:--
 Ende 12:29 12:29

> W14 <

14.21.01 14.21.01 14.45.01 14.FF.00
 Alarm 04:43 20:29 04:44 04:48
 W ab 04:44 20:35 04:44 04:48
 E an 04:57 20:44 04:57 ---:--
 E ab 12:28 23:43 12:28 ---:--
 Z an ---:--
 Z ab ---:--
 Ende 12:41 23:59 12:41 06:38

> W16 <

16.21.01 16.21.01 16.FF.00 16.FF.00
 Alarm 04:48 11:36 04:48 11:32
 W ab 04:48 11:36 04:48 11:39
 E an 05:02 11:55 05:02 11:55
 E ab 05:13 16:05 05:13 16:05
 Z an
 Z ab
 Ende 05:28 16:05 05:28 16:05

> W18 <

18.21.01 18.21.01 18.47.01 18.FF.00
 Alarm 01:29 07:48 08:25 01:20
 W ab 01:29 ---:-- 08:25 01:29
 E an 01:33 ---:-- 08:25 ---:--
 E ab 05:04 ---:-- 08:32 ---:--
 Z an ---:-- ---:-- ---:--
 Z ab ---:-- ---:-- ---:--
 Ende 05:12 08:06 08:32 05:04

F9700818 EINSATZBERICHT Archiv 97
Brandeinsatz B1

10.07.1997

- 6 -

> W21 <

	21.21.01	21.45.01	21.FF.00
Alarm	02:47	02:51	02:39
W ab	02:47	02:51	02:47
E an	02:56	03:00	---:--
E ab	05:13	05:13	---:--
Z an			---:--
Z ab			---:--
Ende	06:26	06:26	06:26

> W22 <

	22.21.01	22.FF.00
Alarm	15:18	15:15
W ab	15:18	15:18
E an	15:36	17:11
ab	17:31	17:31
an		
ab		
Ende	17:31	17:31

> W00 <

	00.00.00
Alarm	19:09
W ab	19:09
E an	23:23
E ab	23:23
Z an	
Z ab	
Ende	23:23

Anlage 3



Bild 1



Bild 2

Anlage 3



Bild 3

Anlage 3



Bild 4



Bild 5

Anlage 3



Bild 6



Bild 7

Anlage 3



Bild 8

Anlage 3



Bild 9

2.2 Reaktionen / Presseberichte / Strafverfolgung der Täter

Wie wohl kaum ein Thema einer Diplomarbeit vorher, hat der Brand der St. Vicelin-Kirche das Interesse der Öffentlichkeit erregt. Die bis auf nationale Ebene reichenden Reaktionen auf einen Großbrand gründeten sich v.a. auf drei Tatsachen, die in Verbindung mit dem Brand stehen:

1. Es verbrannte eine kirchliche Einrichtung als Folge von Brandstiftung. Da Kirchen in der Auffassung der Bevölkerung als Symbole und Orte des friedlichen Miteinanders gelten, wurde dieser Anschlag in besonderem Maße als gewalttätiger Akt und Verbrechen gegen die freiheitliche Grundordnung gewertet.
2. In Zusammenhang mit der Brandstiftung wurden Hakenkreuze und der Name des lübecker Pastors der Mariengemeinde Harig, der Ausländern, die von Abschiebung in ihr Heimatland bedroht sind, Kirchenasyl gewährt, an die Außenwand der Kirche geschmiert. Diese Tatsache ließ von vorn herein einen rechtsextremen Hintergrund der Tat vermuten. Das ruft in Deutschland nach wie vor schreckliche Erinnerungen an das Dritte Reich wach.
3. In Lübeck war der Brandanschlag auf die St. Vicelin-Kirche ein Vorfall in einer Reihe von Ereignissen, die in Zusammenhang mit Ausländer- bzw. Fremdenfeindlichkeit stehen oder in Verbindung damit gebracht worden sind. Als Beispiele dafür können

- der zweimalige Brand der lübecker Synagoge,
- der Brand des Asylbewerberheims in der Hafensstraße bei dem zehn Menschen starben,
- die Bedrohung des Bischofs Kohlwege durch einen Anruf, sowie Hakenkreuzschmierereien an seinem Haus und die folgende Brandstiftung an seinem Wintergarten,
- ein vereitelter Anschlag auf das türkische Restaurant „Marmara“

genannt werden.

Reaktionen wurden von Personen aus der Politik, der Kirche bis hin zu etlichen Organisationen und Personen des öffentlichen Lebens öffentlich gemacht. Der folgende Abschnitt soll einen Eindruck von den in der regionalen und nationalen

Presse gemachten Äußerungen geben. Die Zitate und sinngemäß wiedergegebenen Aussagen entstammen der Tageszeitung „Lübecker Nachrichten“ und dem Nachrichtenmagazin „Focus“.

- Reaktionen aus der Politik

- Der Bürgermeister der Hansestadt Lübeck Bouteiller bezeichnete seine Reaktion mit „Trauer und Wut“ und rief die Bürger mit dem Ausspruch „Das ist nicht Lübeck!“ zu mehr Geschlossenheit gegenüber rechtsradikalen Einflüssen auf.
- Der schleswig-holsteinische Innenminister Wienholtz bezeichnete Lübeck nach dem Kirchenbrand als einen Ort „tragischer Symbolkraft“.
- Die schleswig-holsteinische Ministerpräsidentin Simonis fordert „gegen“ ihre „Gewohnheit“ sogar zur „Denunziation“ der Täter durch Mitwisser auf und appelliert an das Gewissen dieser Personen.
- Niedersachsens Ministerpräsident Schröder fordert nach dem Brandanschlag eine härtere Bekämpfung der Ausländerkriminalität.
- Die Bundestagspräsidentin Süssmuth warnt vor einer Stigmatisierung Lübecks in Zusammenhang mit rechts motivierten Straftaten, nachdem sie die Brandruine besichtigt hatte. Ebenso besuchte Bundesfinanzminister Waigel den Brandort.

- Reaktionen von Kirchenvertretern

- Der Pastor der Vicelingemeinde Weigang sprach von „Trauer“ bei ihm selbst und der Gemeinde.
- Der Kirchenvorstand warnte vor allzu schneller Verurteilung möglicher Schuldiger was die Brandursache und den Täterkreis angeht.
- Der Vorsitzende der Deutschen Bischofskonferenz Bischof Lehmann bezeichnete die Tat als einen „Angriff auf ein Symbol des Glaubens“.

- Weitere Reaktionen

- Der Vorsitzende des Zentralrates der Juden in Deutschland Bubis kritisiert bei einem Besuch der Ruine den Vorstoß des Ministerpräsidenten Schröder (siehe vorangegangener Absatz) und mahnt eine Auseinandersetzung mit den „geistigen Brandstiftern“ an, womit er gleichzeitig einen ideologischen Zusammenhang zwischen ausländerfeindlichen Übergriffen heute und ähnlich motivierten Taten im Dritten Reich herstellt.

Nach dem Brand wurden von den verschiedensten Seiten Forderungen nach mehr Solidarität gegenüber Schwächergestellten und noch mehr Tugenden des Menschen wie Zivilcourage gegenüber rechtsradikalen Strömungen gestellt. Da man aufgrund der Hakenkreuzschmierereien an der Kirchenwand annahm, daß es sich bei der vorliegenden Brandstiftung um eine echte, von rechten Gruppierungen unterstützte oder ausgeführte Tat handelte, kamen fast alle dieser Äußerungen zustande. Landesregierung und Stadt setzten sogar gemeinsam eine Belohnung von 100.000 DM für Hinweise zur Ergreifung der Täter aus.

Etwa sieben Wochen nach dem Brand stellte sich dann jedoch nach der Ergreifung der Täter heraus, daß es sich hierbei um eine Gruppe von Jugendlichen zwischen 13 und 19 Jahren handelte, die eine aufgeschnappte, dumpfe, unreflektierte rechte Ideologie, die sich in dem vorliegenden Fall mit Frust über das eigene Leben paarte, zu ihren Taten trieb. Die Täter gehörten also keiner rechten Gruppierung an, sondern hatten mehr zufällig und aus reiner Dummheit die Hakenkreuze und den Namen des Pastors auf die Kirchenwand geschrieben. Mitte Oktober wurde der 19jährige, der mit Hilfe einer Signalpistole den Schuppen an der Kirche in Brand gesetzt hatte, wegen schwerer Brandstiftung angeklagt.

3. Schäden an der tragenden Stahlbetonkonstruktion und am Mauerwerk

3.1 Allgemeines

Um das Ausmaß der Schäden und verbliebene Tragfähigkeit einer durch Brand beanspruchten Stahlbetonkonstruktion festzustellen, bedarf es einer genauen Untersuchung. Diese wird folgendermaßen durchgeführt:

- Schäden werden durch Abklopfen der Bauteile und Augenschein festgestellt und anschließend genau eingemessen und kartiert (siehe Abschnitt 3.1).
- Weiterhin werden, möglichst unter Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren, um eine bereits durch Brandeinwirkung geschädigte Konstruktion nicht noch zusätzlich zu schwächen, die verbliebenen Restfe-

stigkeiten der Baustoffe (vgl. Abschnitt 1) festgestellt und dokumentiert (siehe Abschnitt 3.2).

3.2 Schäden an den tragenden Stahlbetonbauteilen

Die tragende Konstruktion der Kirche wird von sechs Dreigelenkrahmen gebildet, die jeweils zwei Riegel besitzen. Ihre Lage ist aus den Anlagen 4 und 5 ersichtlich. Die Schadstellen wurden wie oben beschrieben ermittelt und sind in Anlage 6 vollständig dokumentiert.

Typische Schadensmerkmale sind (vgl. jeweils ausführliche Erläuterung der Ursachen in Abschnitt 1):

- **netzartig verlaufende Risse** an der Oberfläche der Binder (vgl. hierzu die Bilder Nr. 1 und Nr. 2 der Anlage 9) :
Diese Risse sind verursacht durch die Hitzeeinwirkung, die zu einer Zermürbung der Betonoberfläche führt.
- **Längsrisse parallel zur Unterkante der Binder** über der Längsbewehrung (vgl. hierzu die Blätter Nr. 2 und Nr.3 der Anlage 6, u.a.) :
Ursächlich dafür ist die unterschiedliche Ausdehnung zwischen Beton und Bewehrungsstahl bei starker Erwärmung.
- **Vertikalrisse** (vgl. hierzu Bild Nr. 3 der Anlage 9 sowie die Blätter Nr. 1, 2 u.a. der Anlage 6) :
Durch Anlage eines Schlitzes wurde festgestellt, daß diese Risse nur an der Oberfläche verlaufen. Es handelt sich um Schwindrisse, die in der glatten Oberfläche schon kurz nach dem Ausschalen entstanden sind.
- **Abplatzungen an der Binderunterseite im Firstbereich** (vgl. hierzu die Blätter Nr. 3 und 4 der Anlage 6, sowie die Bilder Nr. 5, 6 und 7 der Anlage 9 u.a.) :
Diese Abplatzungen traten v.a. im Firstbereich über der Empore ein, da in diesem Bereich die Hitze aufgrund der Zugwirkung durch die geplatze Verglasung am Giebel der Eingangsseite und die höhere Menge an Brandmaterial, bestehend aus der Orgel, höher war als in anderen Bereichen der Kirche. In erster Li-

nie verantwortlich für die Abplatzungen sind Zwängungsspannungen infolge unterschiedlicher Temperaturdehnungen zwischen Beton und Bewehrung. Die Zerstörung wurde in diesem Bereich durch die vergleichsweise geringen Betonabmessungen und die damit verbundene stärkere Durchhitzung der Binder begünstigt.

- **Abplatzungen an der Außenseite der Stahlbetonstützen** im Bereich des abgebrannten Holzschuppens (vgl. hierzu Anlage 8)

Diese großflächigen Abplatzungen sind auf die starke Erwärmung der Stütze und die damit verbundene Zermürbung des Betongefüges zurückzuführen. Bei, wie hier der Fall gewesen, direktem, intensiven Flammenkontakt können an der Oberfläche eines Bauteils Temperaturen von bis zu 1200 °C bis 1300 °C erreicht werden. Dieser Effekt wurde in diesem Bereich noch durch das Abschrecken mit Löschwasser verstärkt.

- **Horizontalrisse im Bereich der Verbindungsstelle von Stb.- Verblendung und Stützen** (vgl. hierzu Anlage 11 und die Bilder 12 - 13 der Anlage 9) und **Vertikalrisse in der Stb.- Verblendung** (vgl. hierzu die Bilder 14 - 15 der Anlage 9)

Diese maximal bis zu 8,0 mm breiten Risse sind durch die starken und aufgrund der einseitigen Brandbeanspruchung ungleichmäßigen Temperaturexpansionen, denen der Randbalken durch die starke Erhitzung beim Abbrennen der Fußpfette und der Sparren ausgesetzt war. Diese Hitze übertrug sich auf die unmittelbar angrenzende Stb.- Verblendung (vgl hierzu das Bild Nr. 11 der Anlage 9). Durch die starke temperaturbedingte Ausdehnung der Verblendung kam es zu den in Anlage 11 dargestellten Schäden. Die Schäden treten vermehrt an der Kirchenseite auf.

- **Abplatzungen der Randbalkenoberflächen** (vgl. hierzu die Bilder 16 - 18 der Anlage 9)

Die teilweise starke Zermürbung der Oberfläche ist auf die starke Erhitzung des Betons bei dem Flammenkontakt mit der abbrennenden Fußpfette und den abbrennenden Sparren (sie waren direkt in den Balken eingelegt, vgl. hierzu die

Bilder 11 u. 16 der Anlage 9) zurückzuführen (Hierbei entstehen Flammentemperaturen von 1200 °C - 1300 °C.).

3.2.1 Materialprüfung

- Beton

Die Druckfestigkeit des Betons wurde zerstörungsfrei entsprechend DIN 1048 mit einem Rückprallhammer, Modell Schmidt, überprüft. Die Lage der Meßstellen ist aus Anlage 4 ersichtlich. Die Meßergebnisse sowie die Auswertung ist der Anlage 10 zu entnehmen.

Es kann festgestellt werden, daß der untersuchte Beton nach der heute gültigen Einteilung der Betonfestigkeitsklassen der DIN 1045 als B25 eingestuft werden kann und daß auch in den vom Brand am stärksten betroffenen Teilen (Firstbereich der Binder 1 - 4) keine wesentlichen Festigkeitsverluste vorliegen.

Das wird v.a. an den Stellen deutlich, wo direkt neben großflächigen Abplatzungen eine Messung durchgeführt worden ist, und der Beton sogar hier noch gute Ergebnisse zeigte.

Im Hinblick auf die Ausführung im Jahre 1955, wo lediglich ein B225 zur Verfügung stand, der etwa einem heutigen B15 entsprach, und im Hinblick auf den Einsatz eines Baustellenbetons, da es den Transportbeton in der heute bekannten Form noch nicht gab, wurde ein relativ hochwertiges Ergebnis erzielt. Berücksichtigt man die wesentlich schlechteren Bedingungen beim Mischen, beim Einbringen und beim Verdichten für einen Baustellenbeton aus dieser Zeit, ist das um so bemerkenswerter. Die Standsicherheit der Konstruktion ist somit gewährleistet.

- Betonstahl

Es wurden zwei Proben der Bügelbewehrung (Betonstahl I, laut den vorliegenden Originalkonstruktionsunterlagen) entnommen. Die Lage der Entnahmestellen ist aus der Anlage 4 ersichtlich.

Die Proben wurden im Labor der Fachhochschule Lübeck im Zugversuch bis zum Bruch belastet.

Folgende Ergebnisse wurden festgestellt:

Probe	Durchmesser [mm]	Fläche [mm ²]	Bruchlast [kN]	Zugfestigkeit [N/mm ²]
1	8	50,26	22,5	448
2	8	50,26	21,75	433

Bei Betonstahl I sind bei Brandeinwirkung nur geringfügige Festigkeitsverluste zu erwarten, was durch die vorhergehenden Ergebnisse bestätigt wird. Auf die Entnahme von Proben der Längsbewehrung (Betonstahl III, kaltverformt, „Torstahl“) wurde verzichtet, um die Tragfähigkeit der Konstruktion nicht weiter zu schwächen. Bei kaltverformten Stählen ist allerdings mit einem größeren Festigkeitsverlust nach einer starken Erhitzung des Materials zu rechnen, wie in Abschnitt 1.2 bereits beschrieben wurde. Es kann hier aufgrund des guten Zustandes (Die Oberfläche wirkt nicht ausgeglüht. (vgl. Bild Nr. 5 und 7 der Anlage 9)) des Betons allerdings davon ausgegangen werden, daß die Binder keiner all zu starken Erhitzung (Temperaturen über 300 °C wirken sich negativ auf die Festigkeit von kaltverformten Stählen nach dem Erkalten aus.) ausgesetzt waren.

Laut Statik, Seite 14, Bemessung Schnitt IV' - IV' ist die Beanspruchung der Längsbewehrung im Firstbereich sehr gering:

$$A_{\text{serf}} < 1,75 \text{ cm}^2, A_{\text{svorh}} = 5,09 \text{ cm}^2$$

Ebenfalls gering ist die Ausnutzung der Bewehrungsstäbe in den Rahmenstielen, was für die beschädigte Stütze im Bereich des abgebrannten Holzschuppens von Relevanz ist. Laut Prüfbemerkung (Rückseite Seite 11 der statischen Berechnung) beträgt die Stahlspannung 1380 kg/cm² (138 N/mm²), was weit unter der zulässigen Spannung von 2000 kg/cm² (200 N/mm²) liegt. In Bezug auf den Betonstahl kann somit die Standsicherheit der Konstruktion ebenfalls als gewährleistet betrachtet werden.

3.3 Schäden am Mauerwerk

Mauerwerk erhält unter Hltzëeinwirkung ähnliche Schädigungen wie Stahlbeton. In einigen Bereichen der Kirche ist das der Fall.

- **Abplatzungen an den Mauerziegeln der Verblendung** im Bereich des abgebrannten Holzschuppens (vgl. hierzu Anlage 8):

Die Ursachen für die Zerstörung des Gefüges sind dieselben, wie die für die Zerstörung der Betonoberfläche in diesem Bereich (s.o.): Zermürbung der Oberfläche durch starke Hitzeeinwirkung und Abschrecken mit Löschwasser.

- **Risse im Mauerwerk im Firstbereich des Giebels** an der Altarseite, außenseitig (vgl. hierzu Bild Nr. 8 der Anlage 9, sowie Anlage 7):

Ursache für diese Risse ist die Verschiebung der Giebelspitze durch die Ausdehnung der beiden Stahlprofile (C100), die als Zugglieder am First zwischen dem Endrahmen und dem ersten Innenrahmen eingebaut waren (vgl. hierzu Anlage 4). Durch Erwärmung und behinderte Ausdehnung, die zur Druckbeanspruchung führte, erfuhren diese Stahlprofile eine beträchtliche Verformung (vgl. hierzu das Bild Nr. 9 der Anlage 9).

Aus der Verschiebung des Mauerwerkes um ca. 1 cm läßt sich in etwa die Temperatur abschätzen, der die Stahlträger ausgesetzt waren:

$$\Delta L \approx 1 \text{ cm}$$

$$L \approx 470 \text{ cm (Länge der Stahlträger)}$$

$$\alpha_T \approx 12 \cdot 10^{-6} \text{ [1/K]}$$

$$\Delta T = \Delta L / (L \cdot \alpha_T)$$

$$\Delta T = 1 \cdot 10^6 / (470 \cdot 12) = 177^\circ\text{C}$$

Die Ausgangstemperatur betrug ca. 20°C.

Die Temperatur der Stahlträger während des Brandes betrug also:

$$T \approx 20^\circ\text{C} + 177^\circ\text{C} \approx 200^\circ\text{C}$$

- **Putzrisse im Firstbereich an der Giebelseite** (Altarseite) innenseitig (vgl. hierzu das Bild Nr. 10 der Anlage 9)

Diese Risse sind ebenfalls auf die Ausdehnung der Stahlprofile und damit verbundene Verschiebung der Giebelspitze zurückzuführen.

3.3 Vergleich der bestehenden Ausführung mit den heutigen Anforderungen der DIN 4102 für die Feuerwiderstandsklasse F90

Im Jahr 1955, als die St. Vicelin-Kirche erbaut wurde, gab es noch keine Vorschriften, was den Brandschutz im Hochbau angeht. Heute muß die DIN 4102 „Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen“ als „Technische Baubestimmung“ bei allen Gebäuden zur Anwendung kommen, da sie Gesetzescharakter hat.

In der DIN 4102 werden Feuerwiderstandsklassen definiert (siehe DIN 4102, Teil 2). Die verwendeten Bezeichnungen F30, F60, F90 usw. weisen mit ihren Zahlenwert jeweils auf die Zeitspanne hin, die ein Baustoff oder Bauteil einem Feuer standhalten muß, bevor es versagt. D.h. ein Bauteil oder Gesamttragwerk, welches die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse F90 zu erfüllen hat, muß vor dem Versagen 90 Minuten dem Feuer standhalten (siehe DIN 4102, Teil 2, Abs. 5.4).

Die Landesbauordnungen (LBO) der einzelnen Bundesländer geben jeweils an, welche Feuerwiderstandsklassen für bestimmte Arten von Gebäuden oder Gebäudeteile (z.B. Treppenhaus) verlangt werden, um möglichst Schäden an Personen zu vermeiden. In dem hier vorliegenden Fall handelt es sich mit einer Kirche um einen Versammlungsort. Für Gebäude dieser Art verlangt die LBO Schleswig-Holstein eine Feuerwiderstandsklasse von F90.

Für die Umsetzung der Feuerwiderstandsklassen in der Ausführung nennt die DIN 4102 für den Stahlbetonbau in erster Linie:

1. Mindestquerschnittsabmessungen
2. Mindestachsabstände der Bewehrung

In dem hier vorliegenden Fall müssen folgende Werte eingehalten werden:

- zu 1.: Mindestquerschnittsabmessungen -

Laut DIN 4102, Teil 4, Abs. 3.2.3.1 wird die Mindestbreite für statisch bestimmt gelagerte Rechteckbalken aus Normalbeton mit 4-seitiger Brandbeanspruchung in Tabelle 3 angegeben. Danach gilt für ein Bauteil der Feuerwiderstandsklasse F90 in der Biegezugzone: Balkenbreite $b \geq 150$ mm. Darüberhinaus gelten für einen 4-seitig beanspruchten Querschnitt zusätzliche Forderungen. Laut Abs. 3.2.3.2 muß auch die Höhe h des Bal-

kens größer oder gleich dem gültigen Wert für b aus Tabelle 3 sein. Weiterhin muß die Querschnittsfläche größer oder gleich dem Wert $2 \cdot b^2$ sein.

- zu 2.: Mindestachsabstände der Bewehrung

Laut DIN 4102, Teil 4, Abs. 3.2.4 müssen für den Mindestachsabstand u und den seitlichen Mindestachsabstand u_s im hier vorliegenden Fall folgende Werte eingehalten werden: $u \geq 50 \text{ mm}$

$$u_s \geq 60 \text{ mm.}$$

Um einen Vergleich der bestehenden Konstruktion mit den Anforderungen der heutigen DIN 4102 zu erhalten, wurden Abmessungen, Querschnitt und Stabanzahl aus den vorliegenden Originalbewehrungszeichnungen ermittelt, und an einigen Stützen des Bauwerks die Betondeckung mit Hilfe einer elektromagnetischen Messung (Gerät: „Profometer 4“) bestimmt. Es wird angenommen, daß bei den Riegeln vergleichbare Werte vorhanden sind.

- Da die Querschnitte der Riegel sich sowohl in Ansicht als auch Grundriß verjüngen, wurden als maßgebende Querschnitte jeweils die minimalen Abmessungen unmittelbar im Firstbereich gewählt.

- Der Mindestwert für Höhe h und Breite b beträgt laut DIN 4102 150 mm.

Die minimalen Abmessungen der Träger sind: $b \approx 175 \text{ mm}$, $h \approx 325 \text{ mm}$.

Beide Werte sind ausreichend.

- Die Mindestfläche für 4-seitig brandbeanspruchte Träger errechnet sich wie folgt: $A \geq 2 \cdot b^2 = 2 \cdot 15^2 = 450 \text{ cm}^2$.

Die vorhandene Querschnittsfläche ist:

$A = 17,5 \cdot 32,5 = 568,75 \text{ cm}^2$. Der Querschnitt ist ausreichend.

- Für die Bestimmung der vorhandenen Betondeckung wurde jeweils stellvertretend für die Binder an den Stützen zwischen einer Höhe von etwa 2,20 m und dem Fußboden die Überdeckung der tragenden Bewehrung bestimmt und die vorhandenen Achsabstände berechnet. Die Lage der genannten Stützen ist aus Anlage 4 ersichtlich.

Folgende Werte wurden berechnet:

Stütze Nr.	4, links	5, links	6, links	2, rechts	3, rechts	4, rechts
berechnete Werte [mm]	48	61	47	67	46	72
	51	62	38	62	47	70
	49	63	51	65	49	66
	50	56	58	58	47	64
	47	56	59	59	48	65
	46	53	56	58	48	65
	47	51	57	71	52	64
	51	45	48	69	50	63
	55	47	55	71	54	66
Mittelwert [mm]	50	55	52	64	50	66

Für Stützen muß der Mindestachsabstand u eingehalten werden. Der hier für u einzuhaltende Wert beträgt 50 mm. Dieser Wert wurde an allen Meßstellen eingehalten. Da auch die Binder dem Feuer während einer so langen Zeitspanne standgehalten haben, muß davon ausgegangen werden, daß entgegen den 1955 geltenden Vorschriften (Innenbauteile $c \geq 1$ cm, Außenbauteile $c \geq 2$ cm) die Betondeckung , wahrscheinlich aus konstruktiven Gründen, wesentlich größer ausgeführt worden ist, und Achsabstände vorliegen, die im Bereich der Mindestwerte der Feuerwiderstandsklasse F90 liegen.

Fazit des Vergleiches mit heutigen Anforderungen an Bauteile mit der Feuerwiderstandsklasse F90: Die Anforderungen sind trotz des Alters des Bauwerkes weitestgehend eingehalten worden und haben sicherlich dazu beigetragen, daß die Schäden trotz der sehr langen Brandbeanspruchung vergleichsweise gering ausgefallen sind.

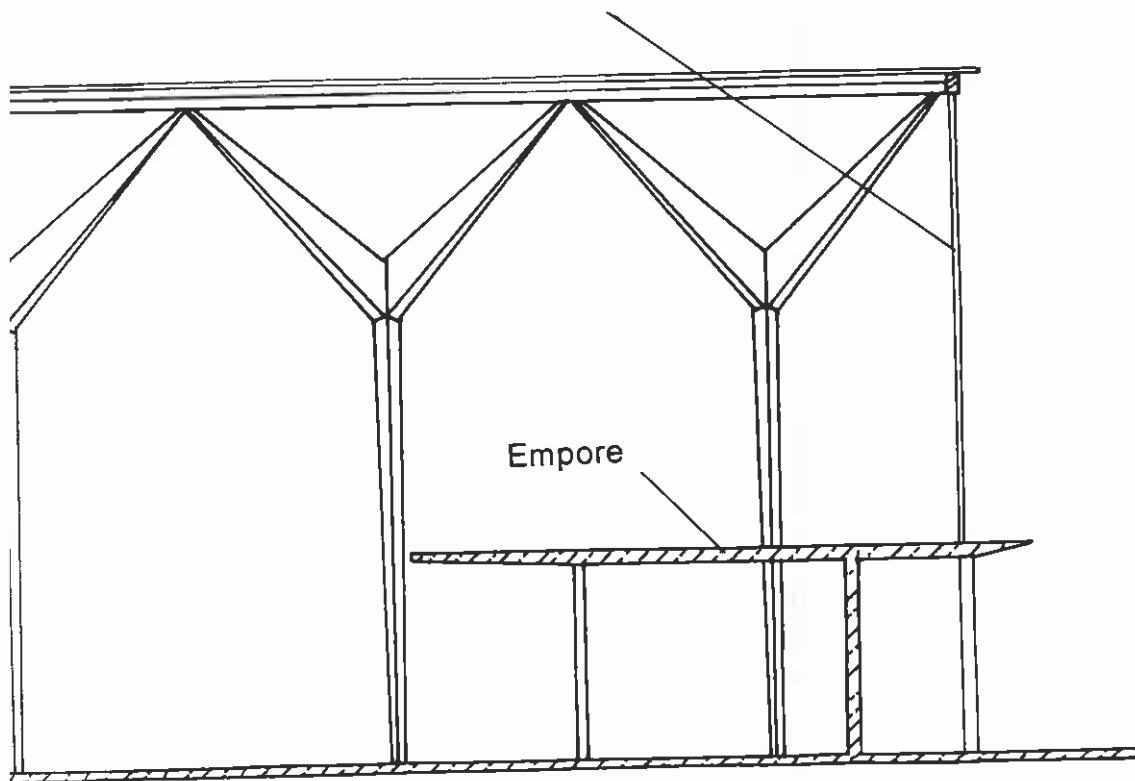
Anlagen auf den folgenden Seiten:

- Anlage 4 Übersicht: Grundriß mit Erläuterung der Trägerbezeichnung und Kartierung der Meßpunkte
- Anlage 5 Längsschnitt durch die Kirche

Anlage 6	Dokumentation der Schadstellen an den Bindern
Anlage 7	Dokumentation der Schäden am Giebelmauerwerk
Anlage 8	Dokumentation der Brandschäden an der Verblendung und der Stütze im Bereich des verbrannten Schuppens
Anlage 9	Photodokumentation der Brandschäden
Anlage 10	Ergebnisse der Rückprallprüfung
Anlage 11	Darstellung der Schäden an der Verbindungsstelle Stütze - Randbalken

Anlage 5 -
Längsschnitt
durch die Kirche

Giebelverglasung
Eingangsseite



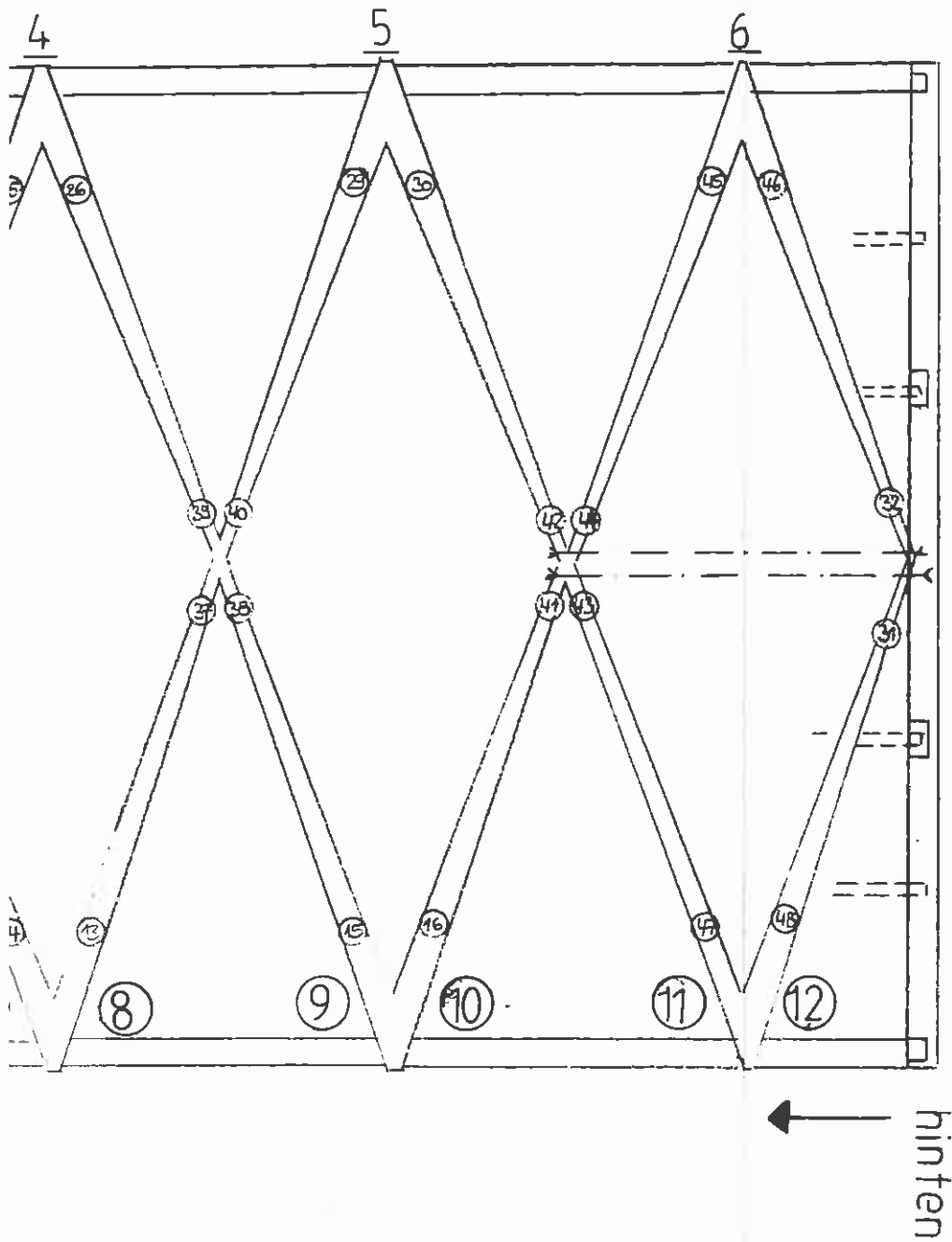
Empore

gestellt !

Mirjam Burchard

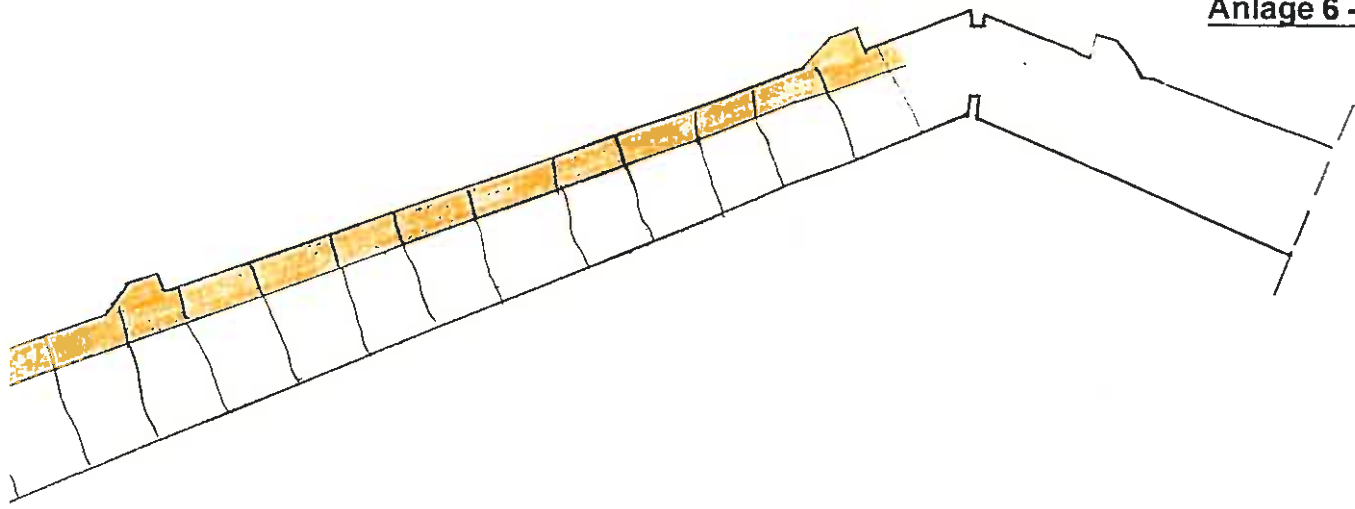
Matr.Nr.044804

- ANLAGE 4 -



Erläuterung der
Trägerbezeichnung/
Kartierung der
Meßpunkte

Mirjam Burchard
Matr.Nr. 044804



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mitsichtbarer Bewehrung)

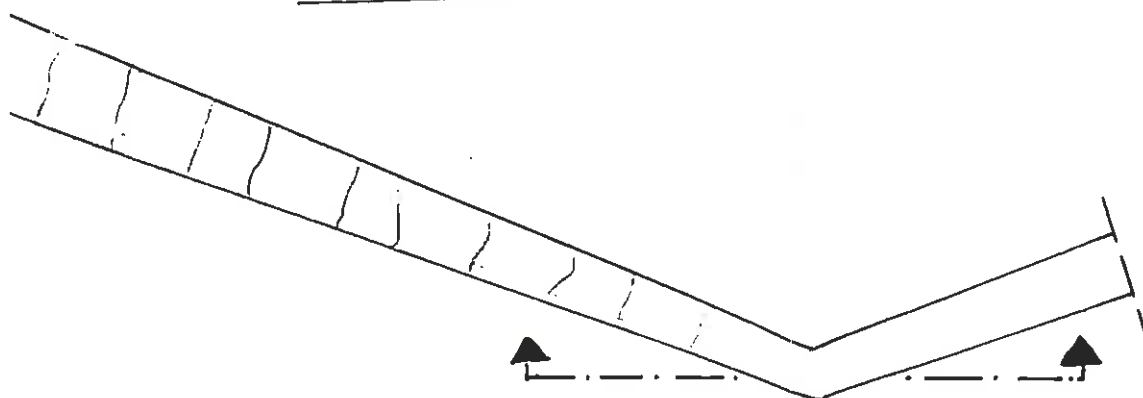


Bereich mit gelockertem Betongefüge

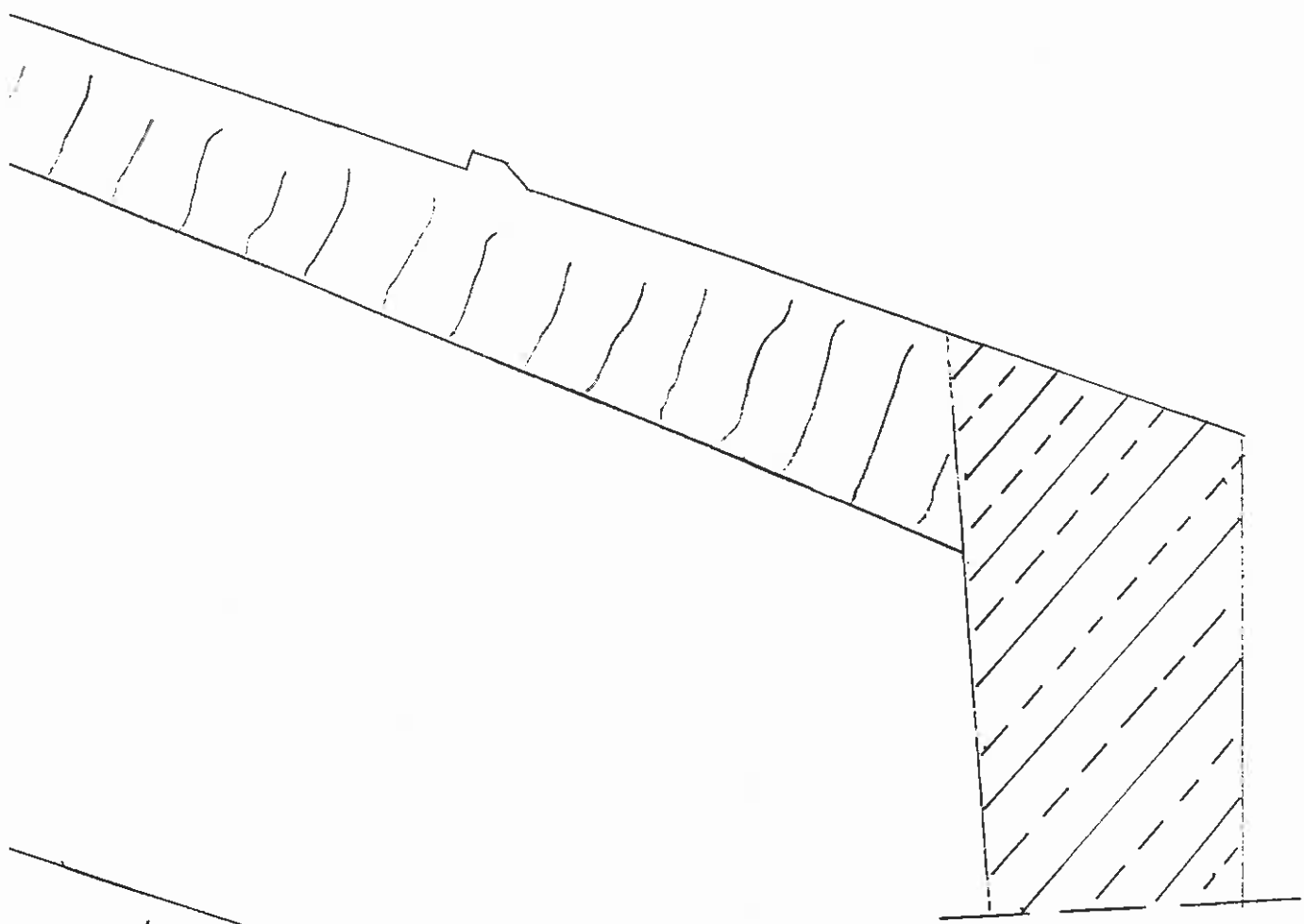


Risse

Untersicht

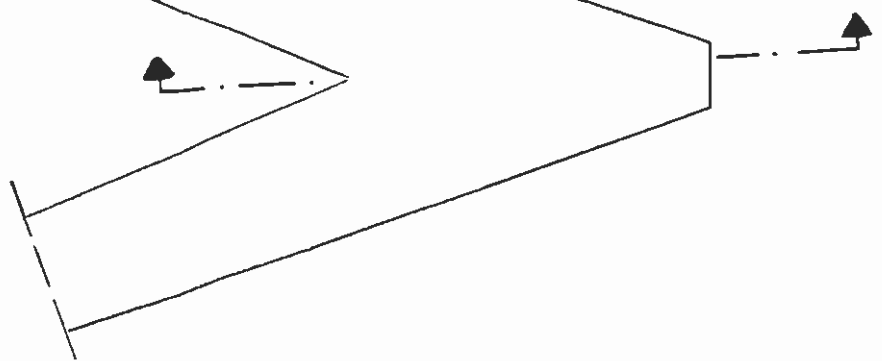


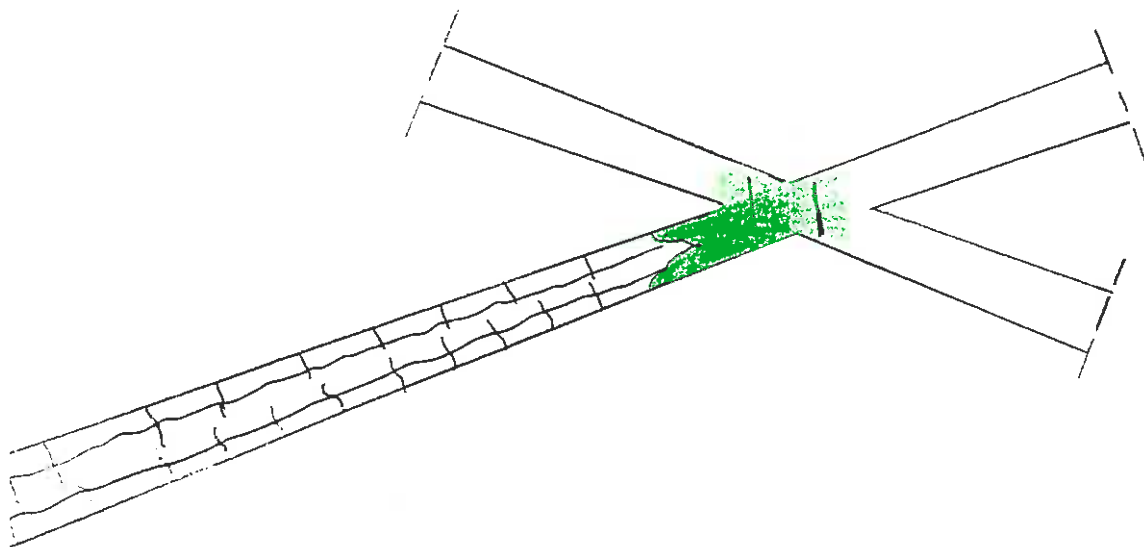
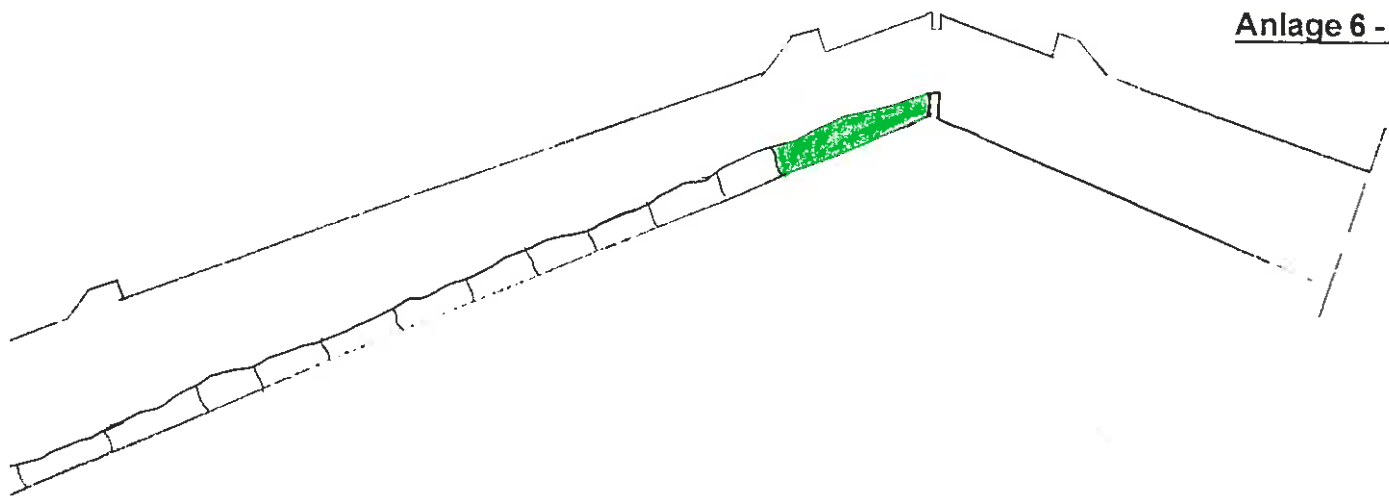
Träger No.1 links hinten



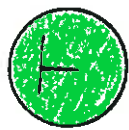
sh. ①

Untersicht





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder
LEGENDE



Abplatzung (ev. mitsichtbarer Bewehrung)

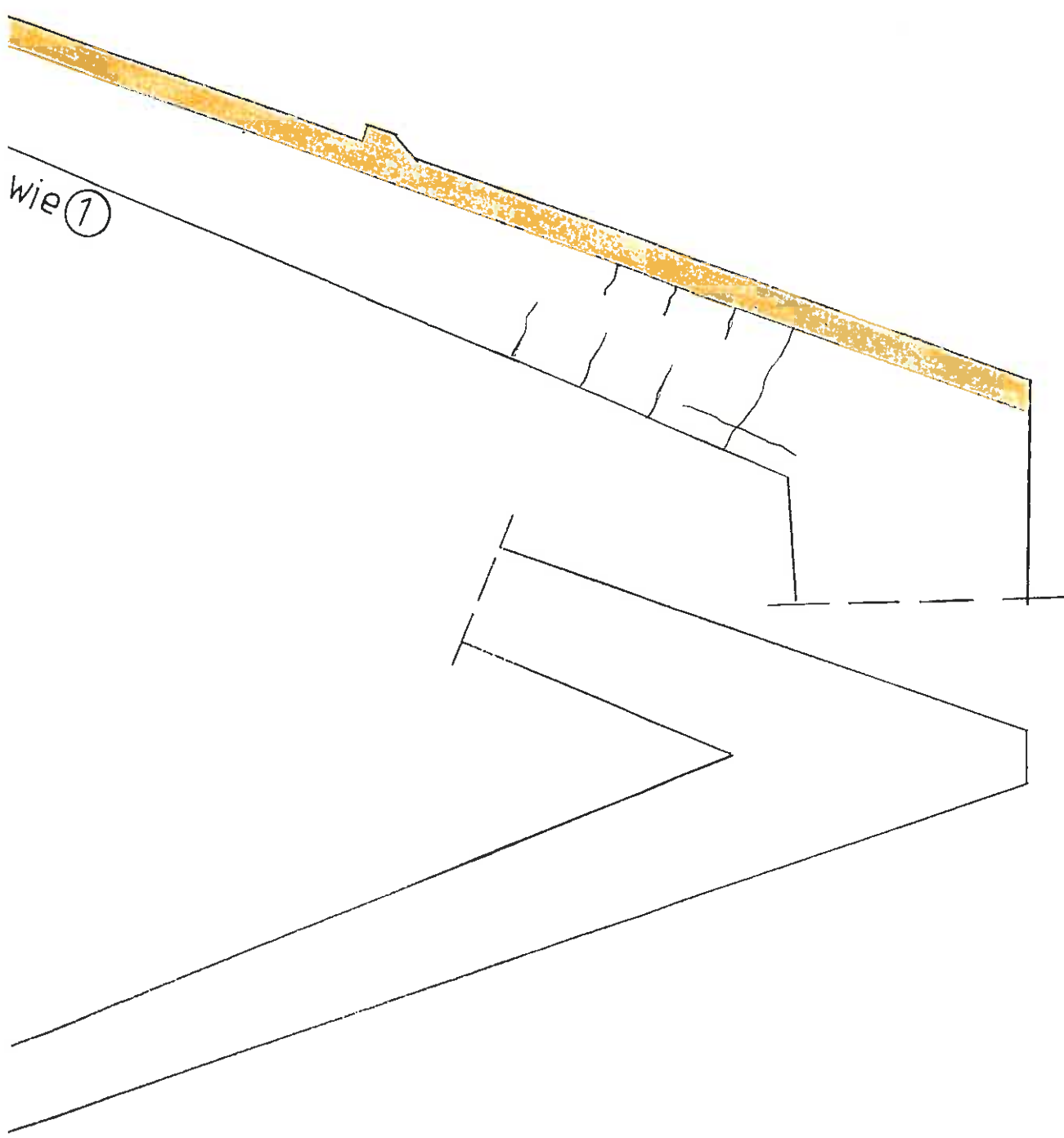


Bereich mit gelockertem Betongefüge

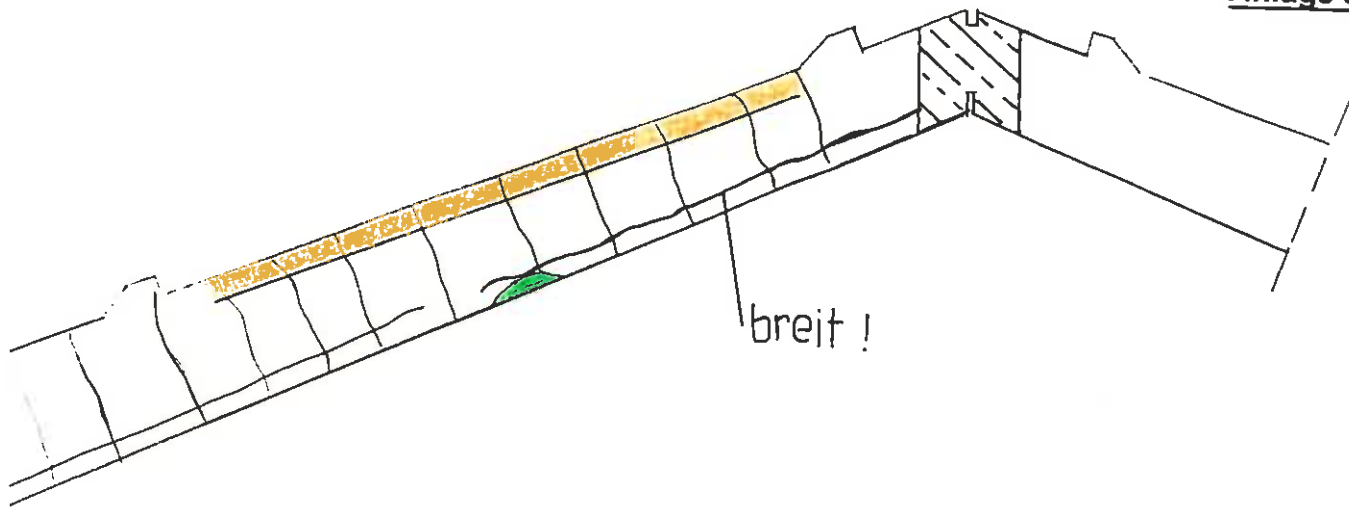


Risse

Träger Nr.2 links hinten



wie 1



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

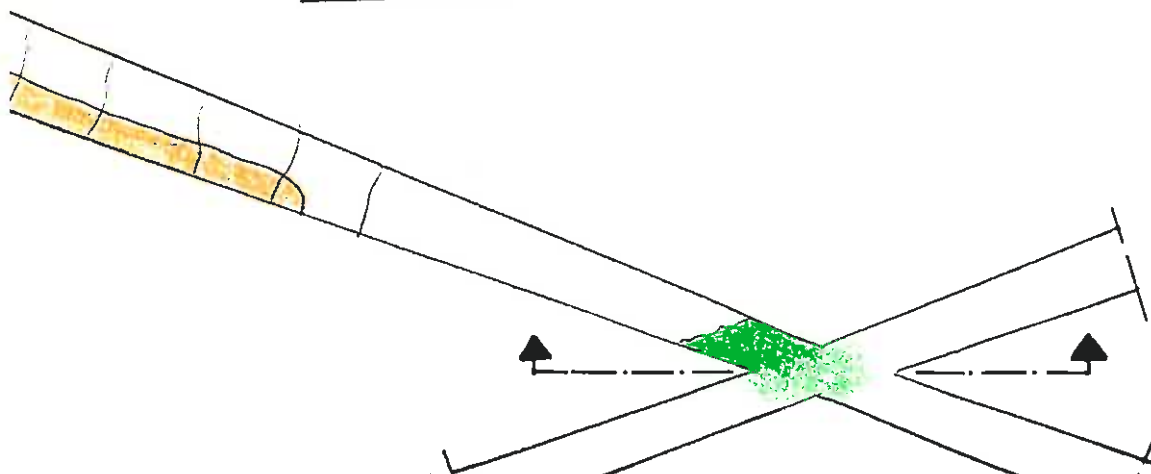


Bereich mit gelockertem Betongefüge

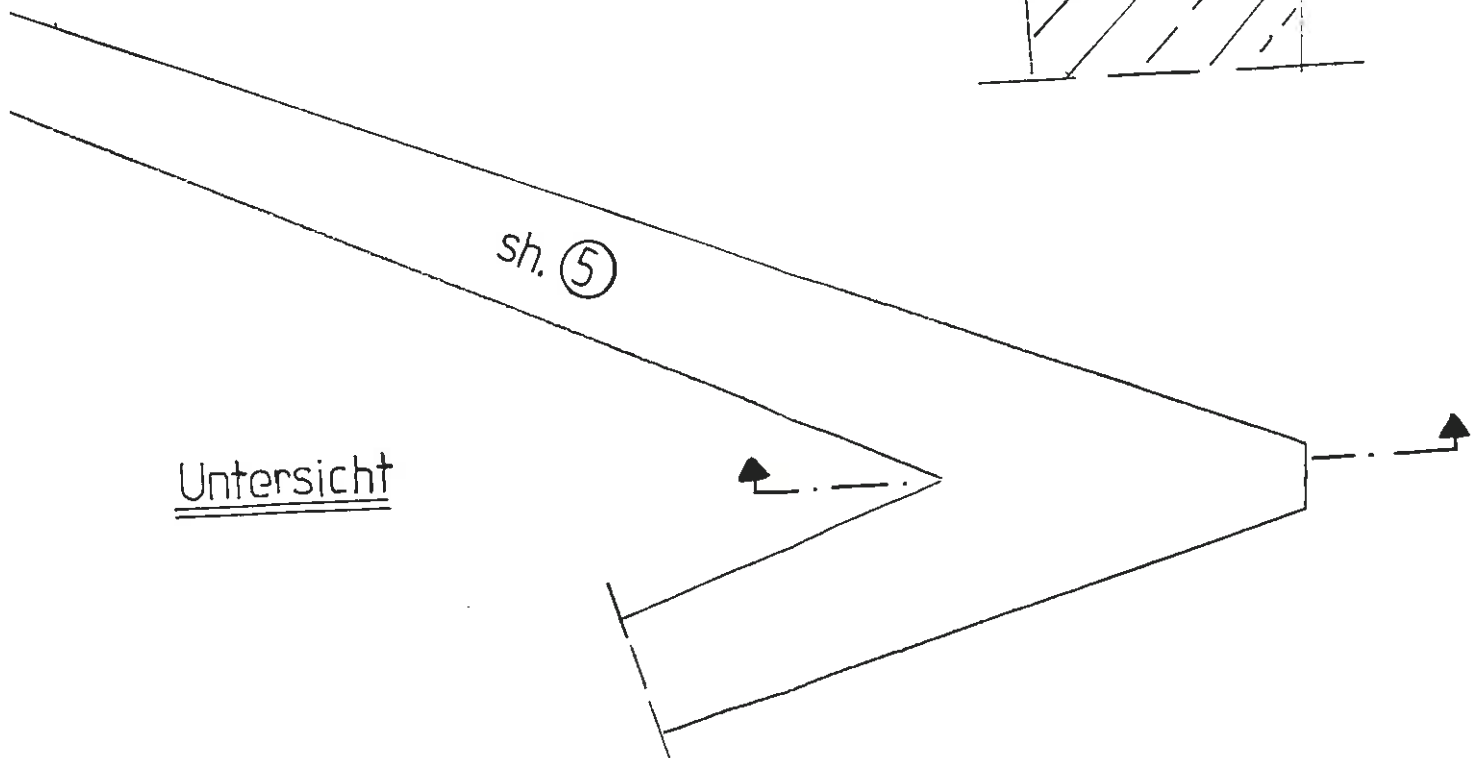
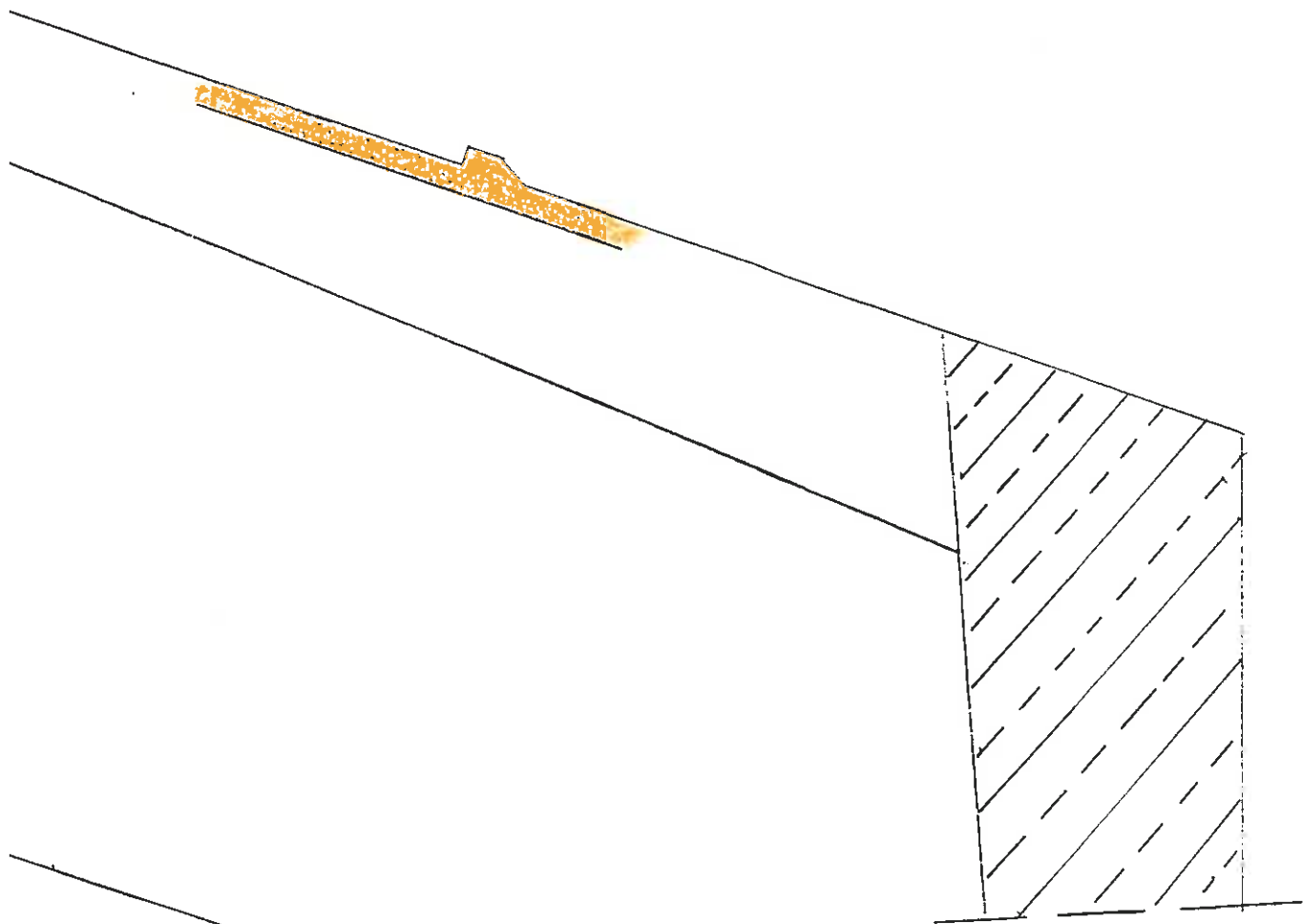


Risse

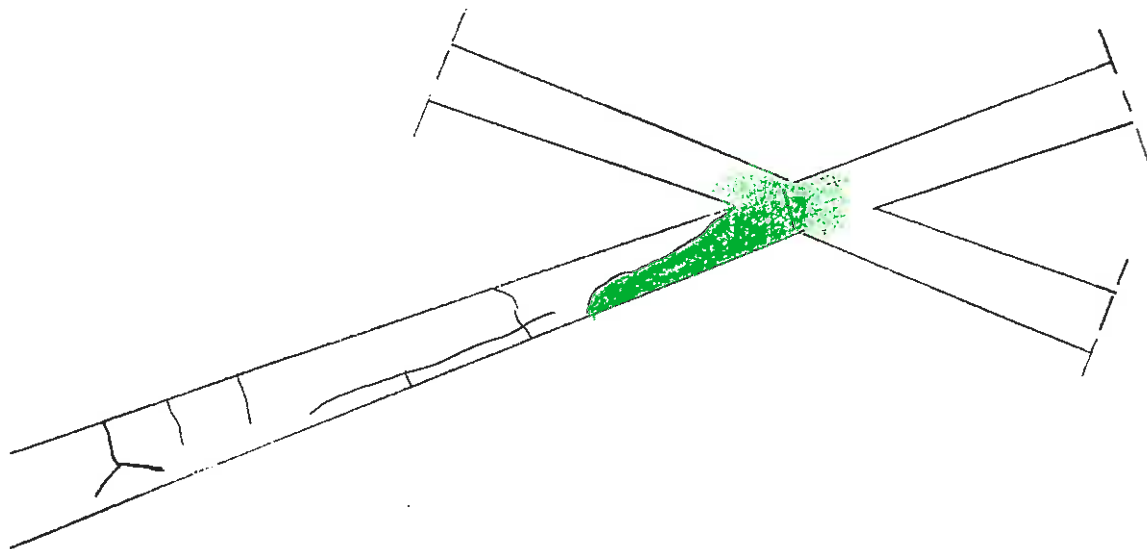
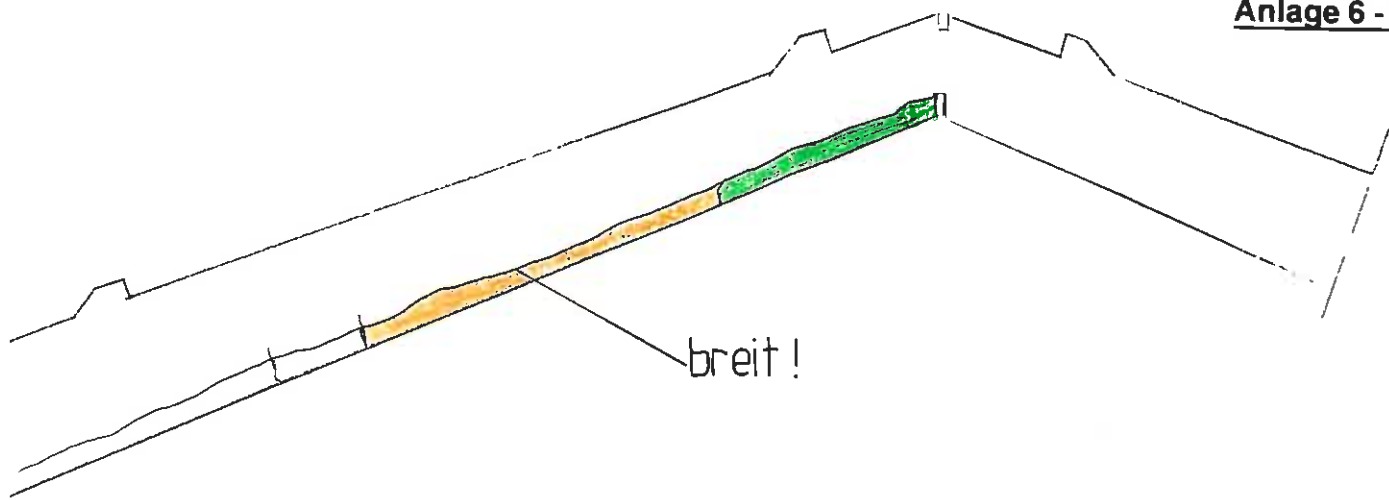
Untersicht



Träger Nr. 3 links hinten



Untersicht



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mitsichtbarer Bewehrung)

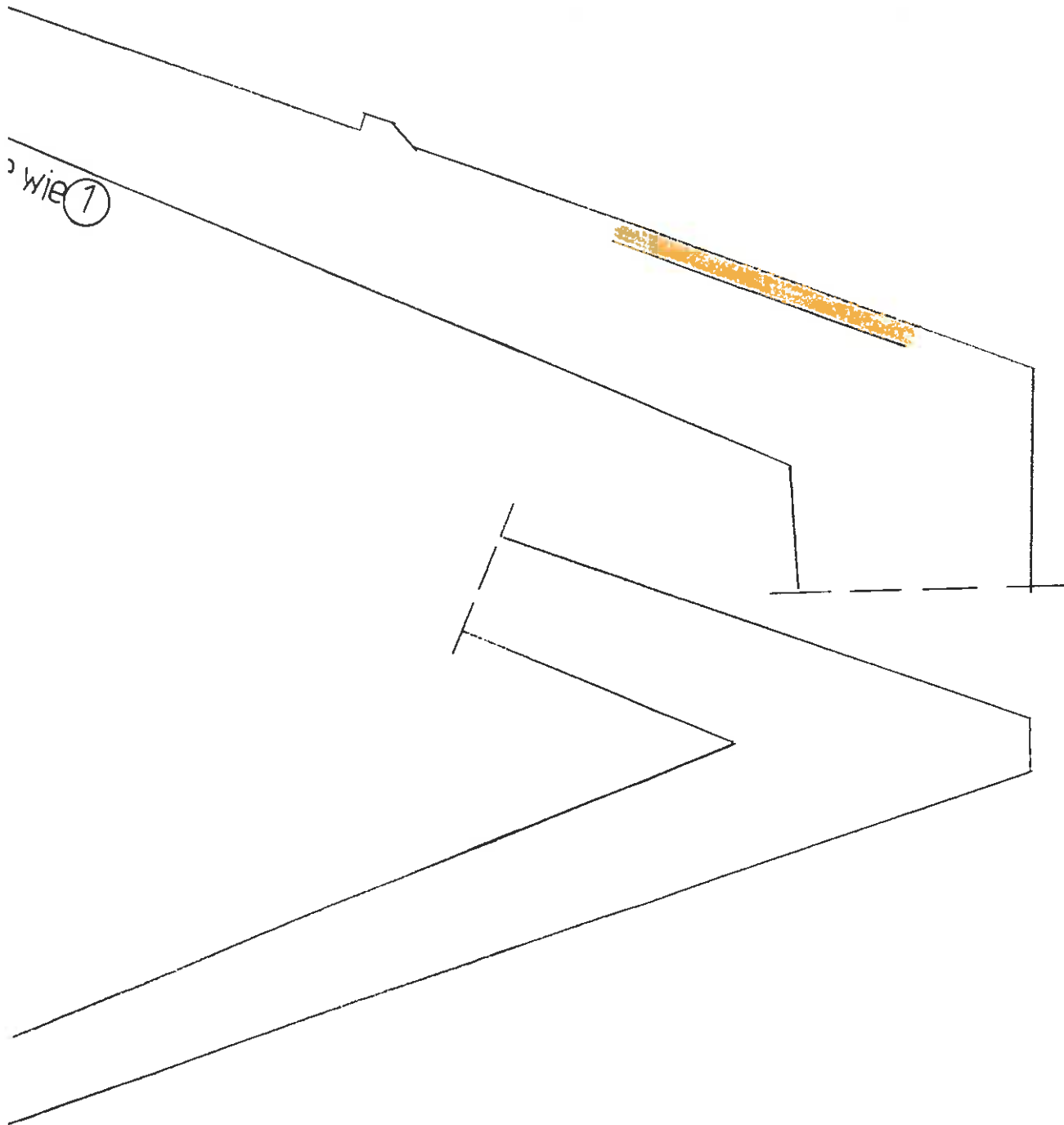


Bereich mit gelockertem Betongefüge

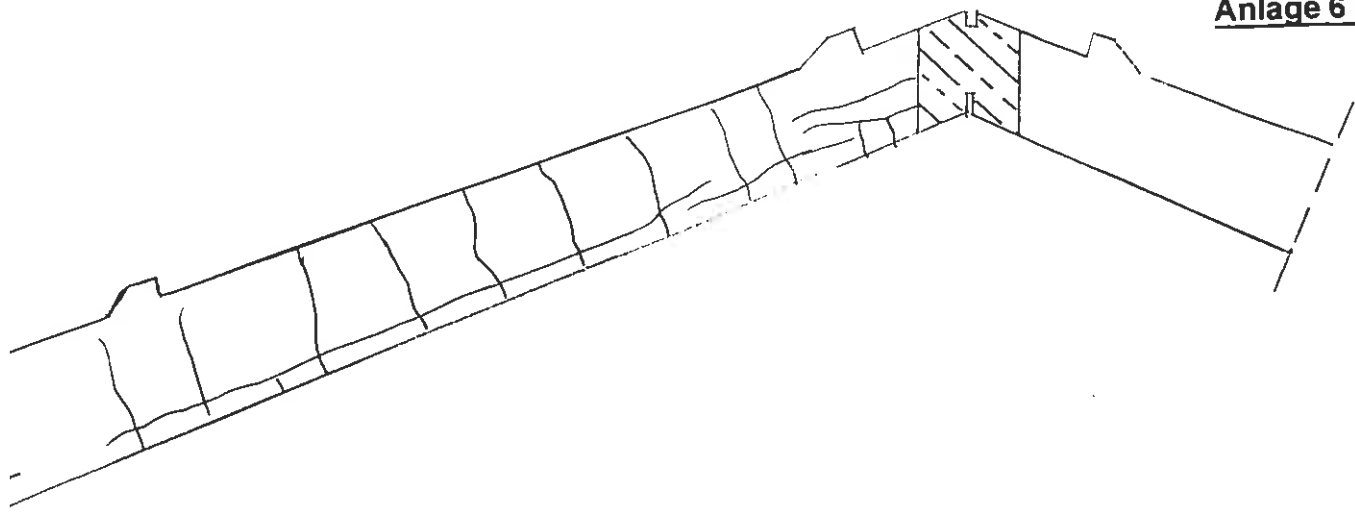


Risse

Träger Nr.4 links hinten



wie ①



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

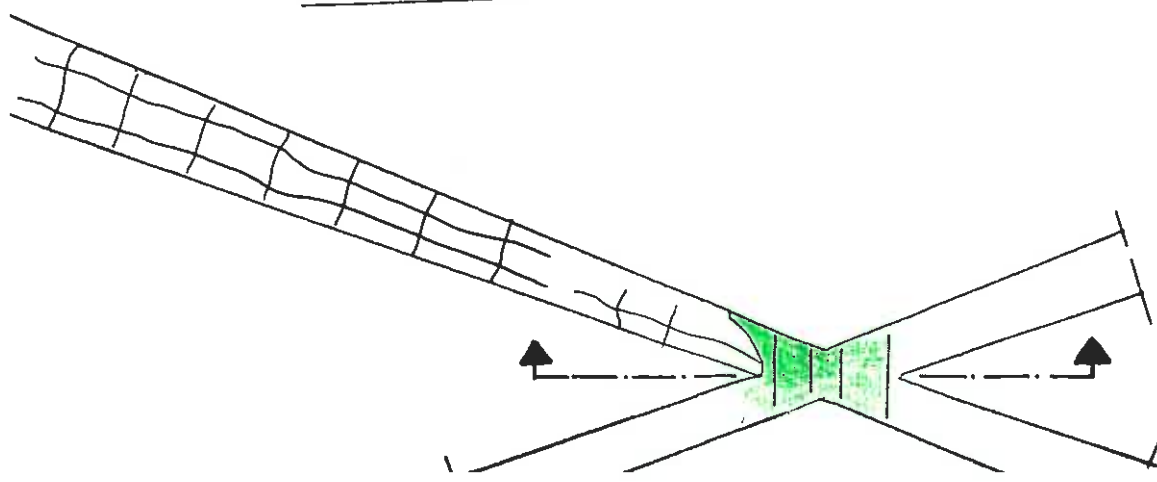


Bereich mit gelockertem Betongefüge

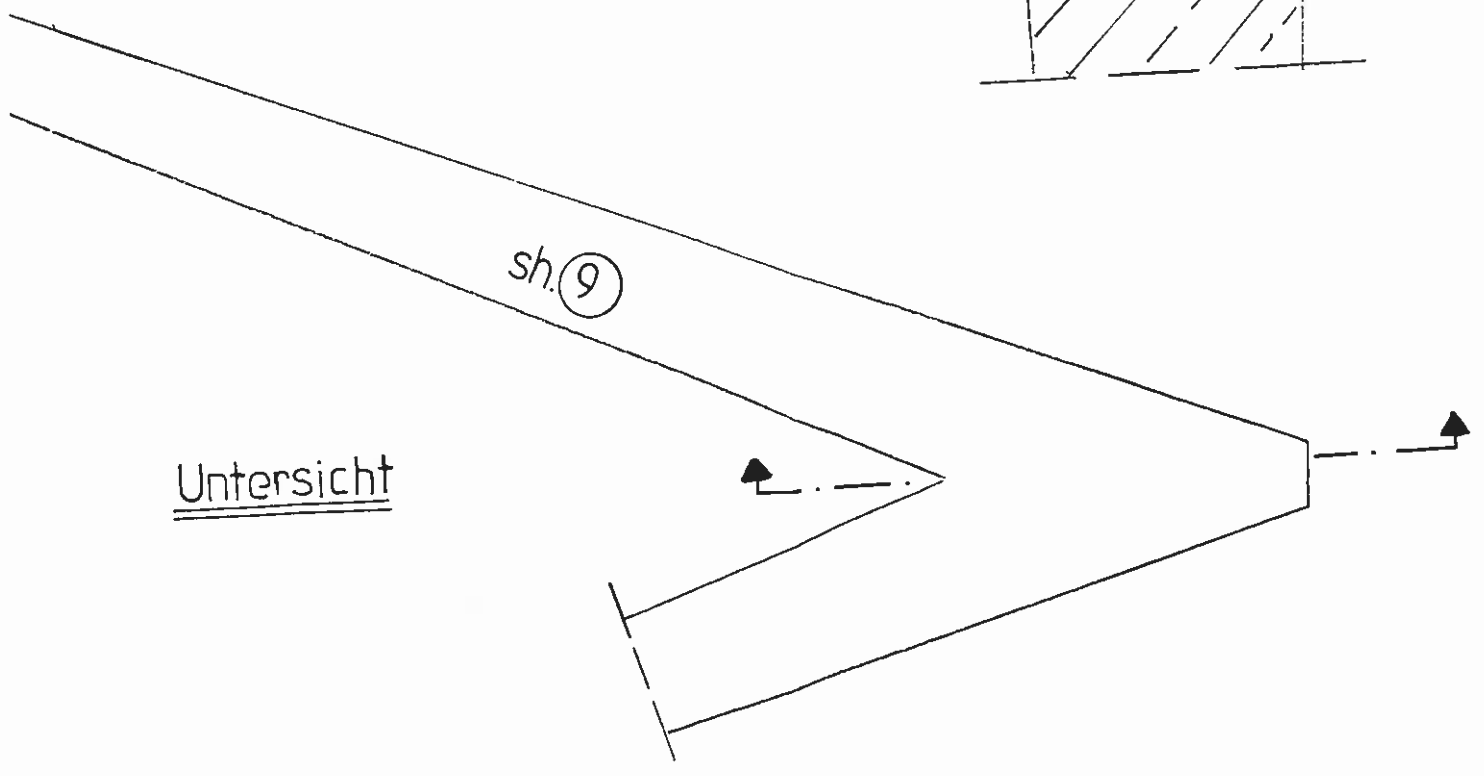
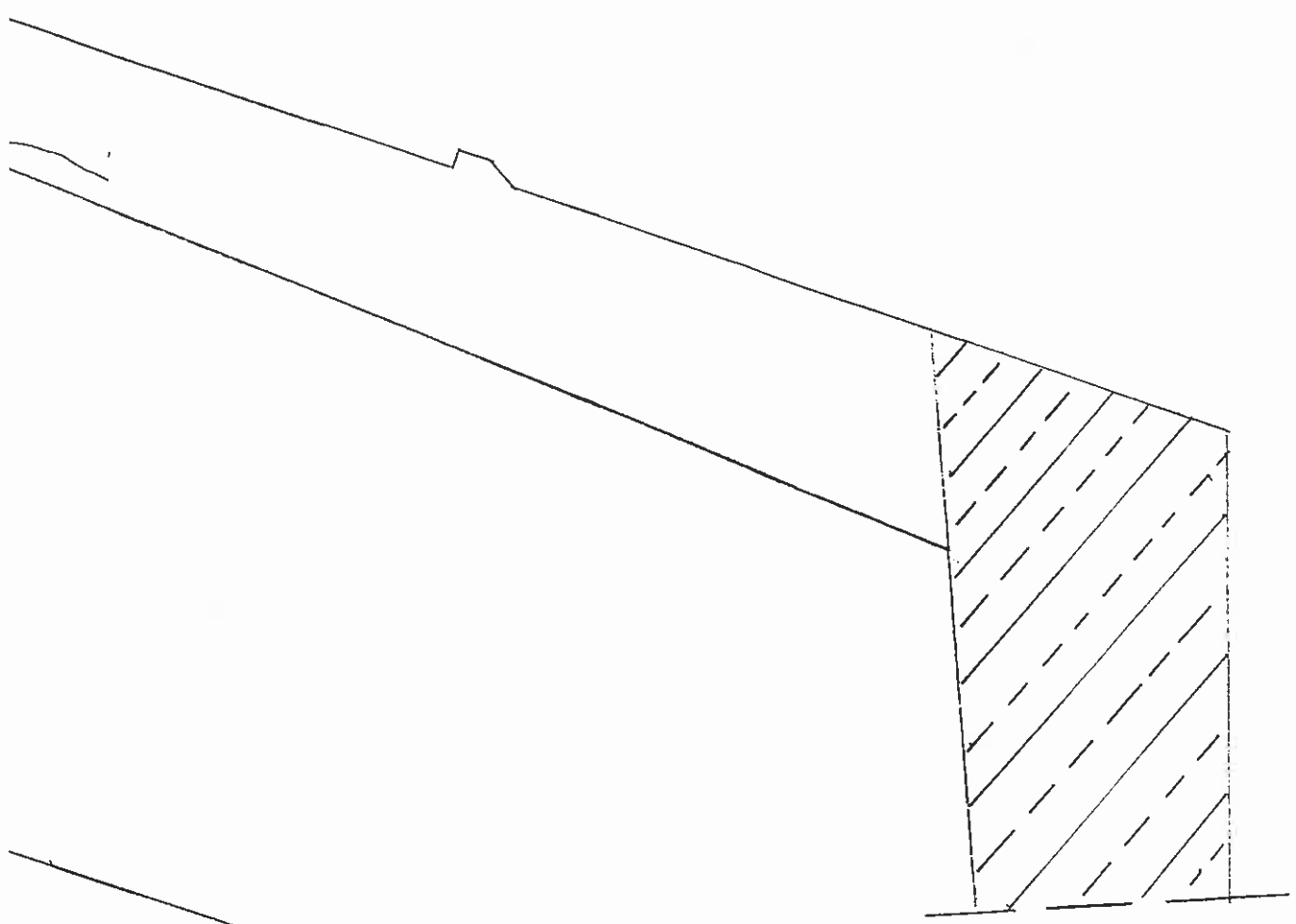


Risse

Untersicht

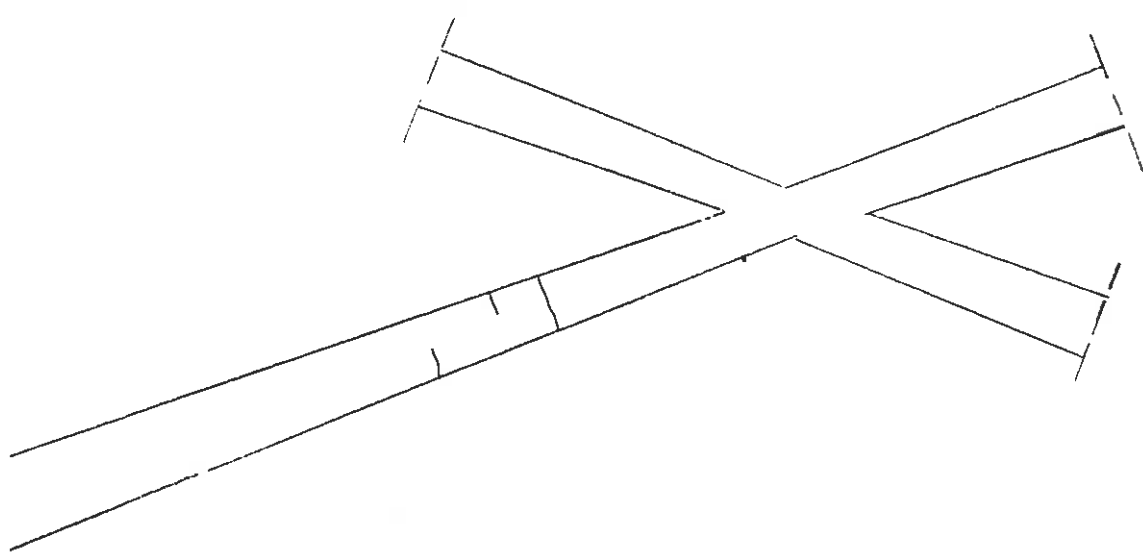
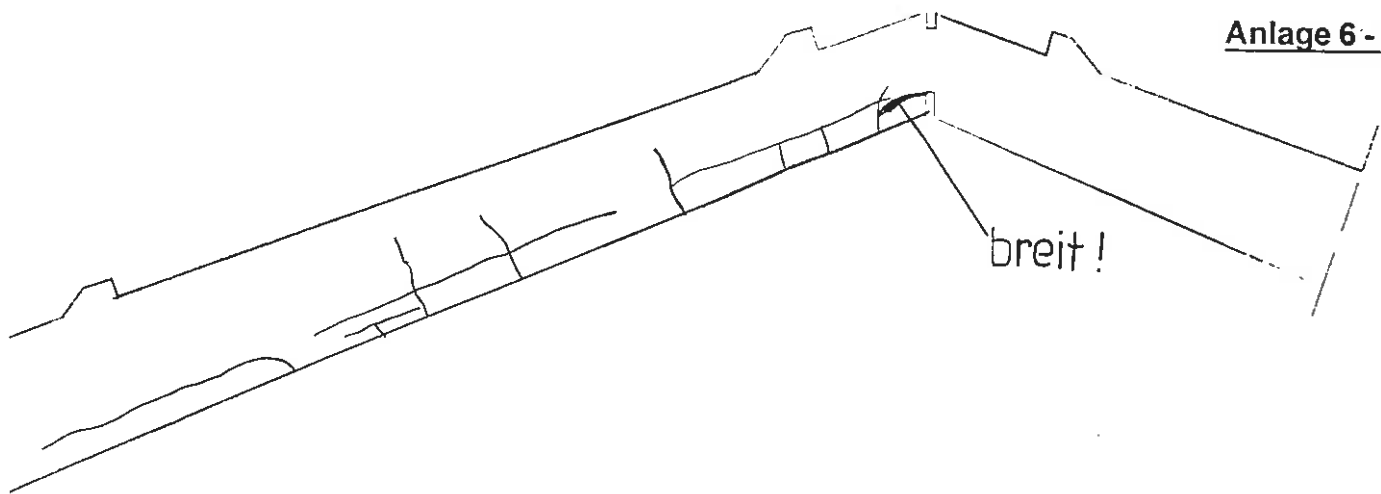


Träger Nr. 5 links hinten



Untersicht

sh. 9



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin - Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

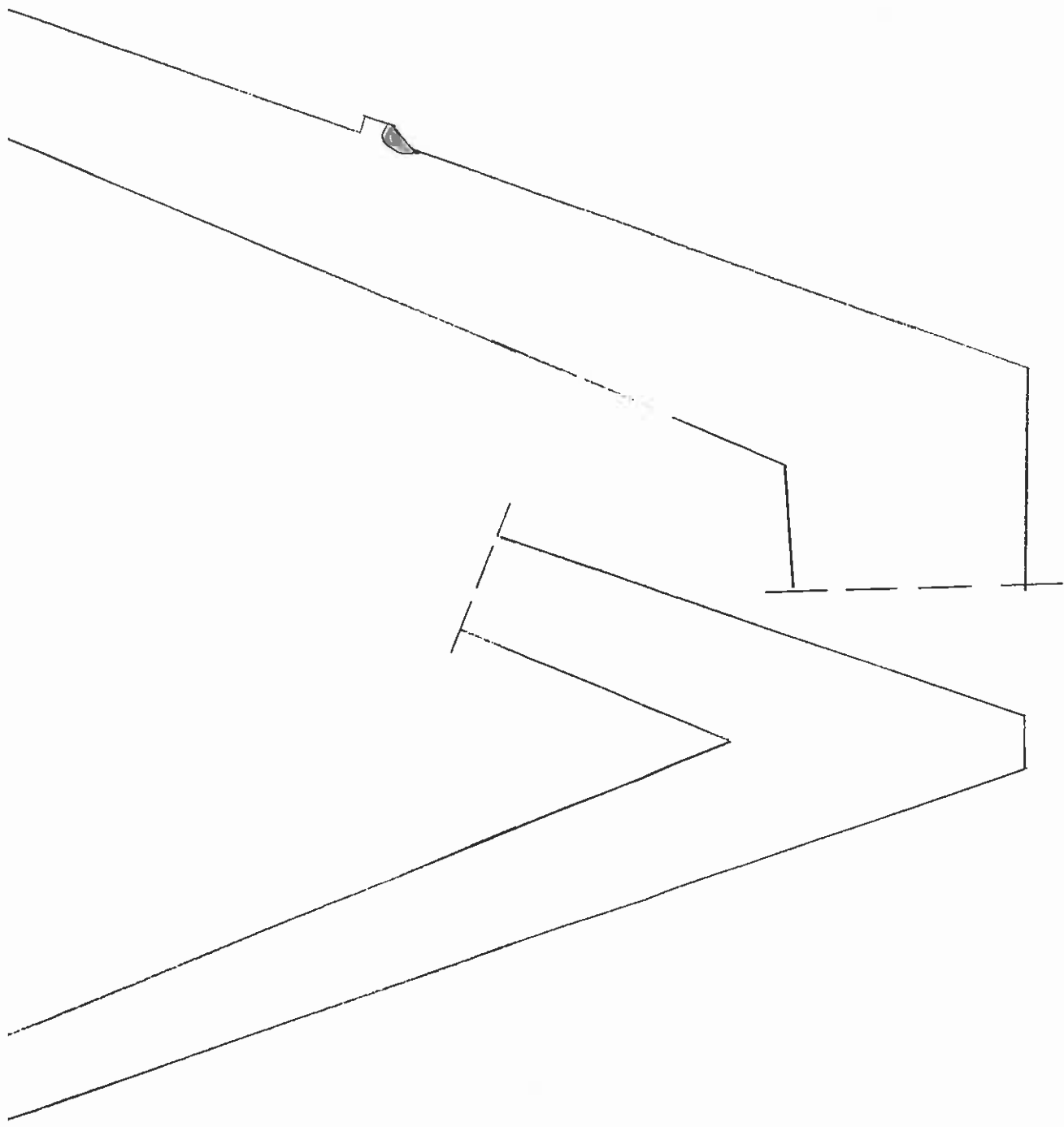


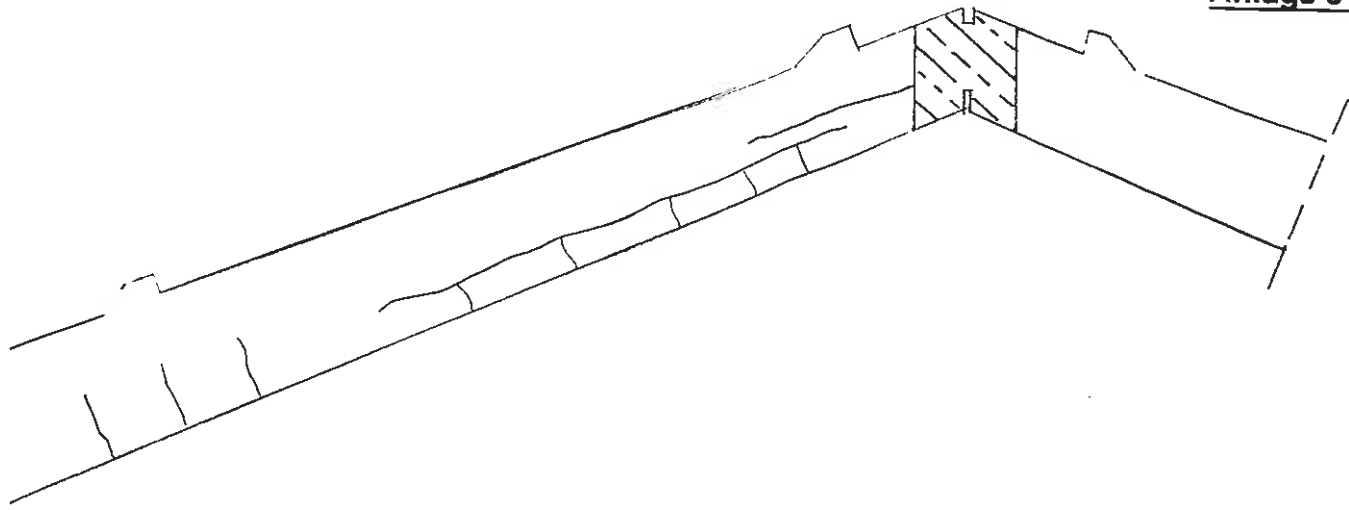
Bereich mit gelockertem Betongefüge



Risse

Träger Nr.6 links hinten





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. sichtbarer Bewehrung)

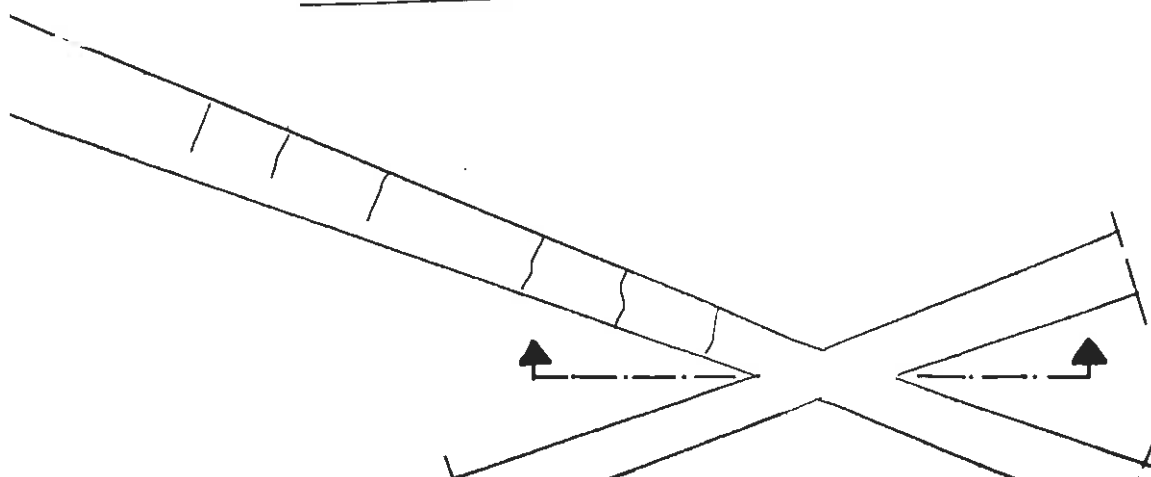


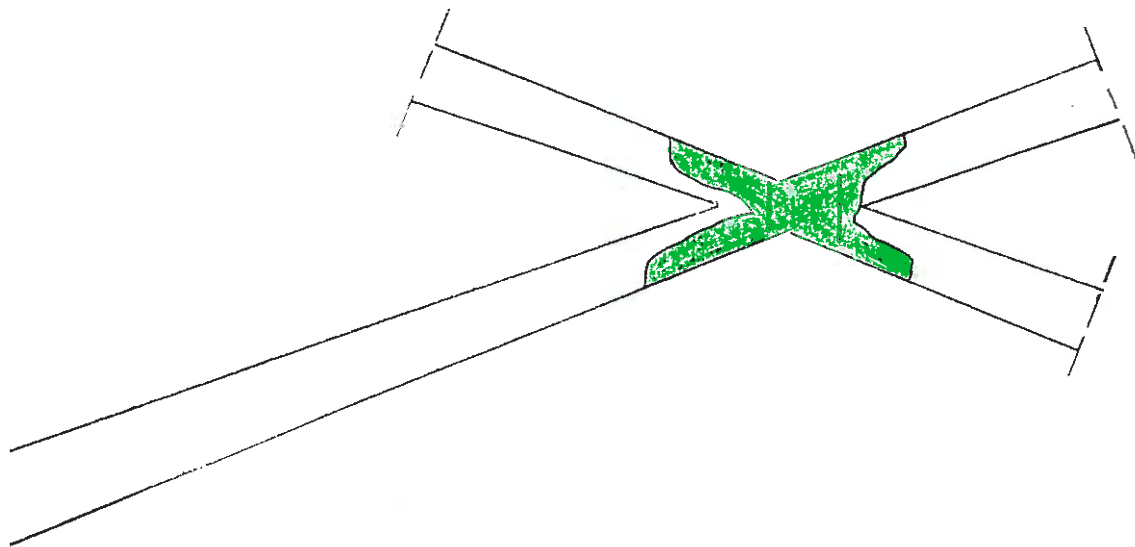
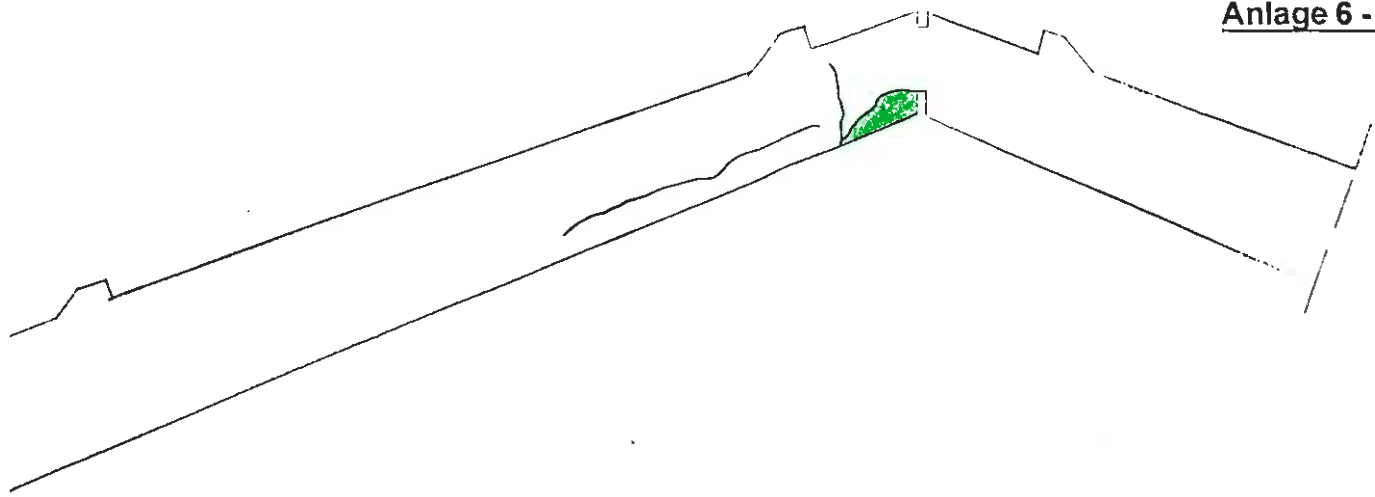
Bereich mit gelockertem Betongefüge



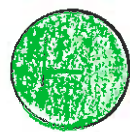
Risse

Untersicht





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder
LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

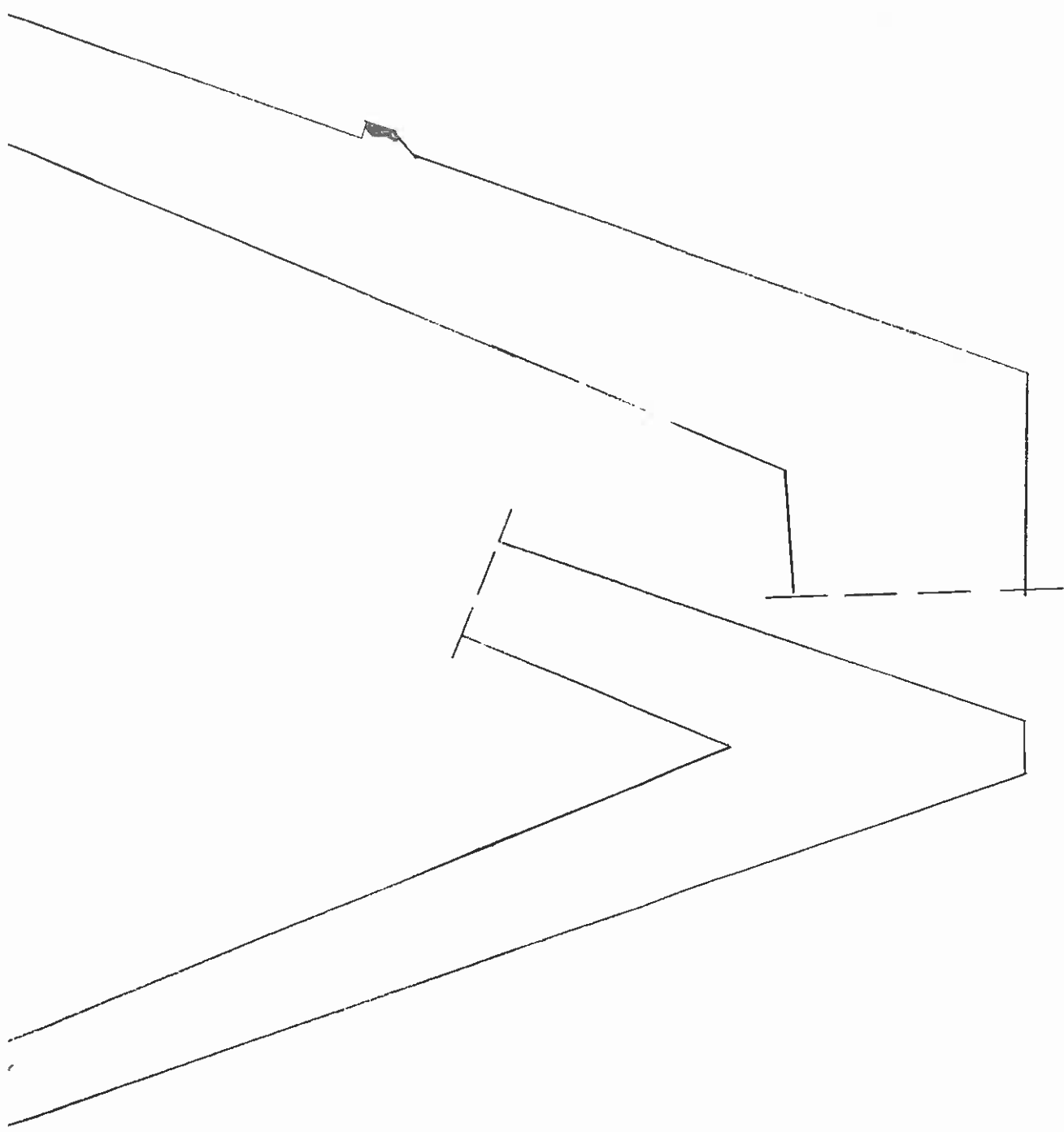


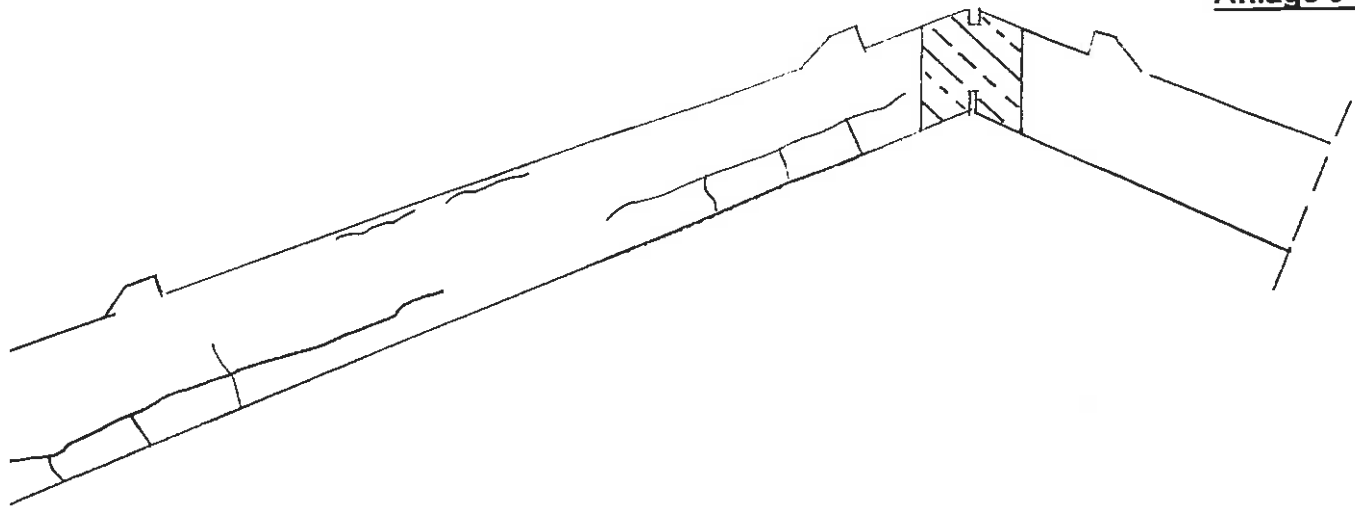
Bereich mit gelockertem Betongefüge



Risse

Träger Nr.8 links hinten





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mitsichtbarer Bewehrung)

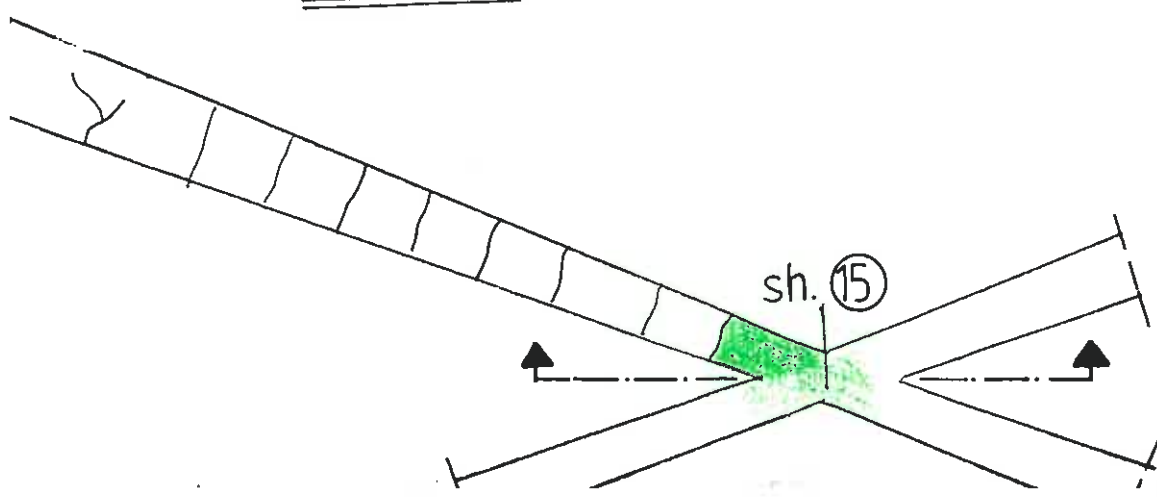


Bereich mit gelockertem Betongefüge

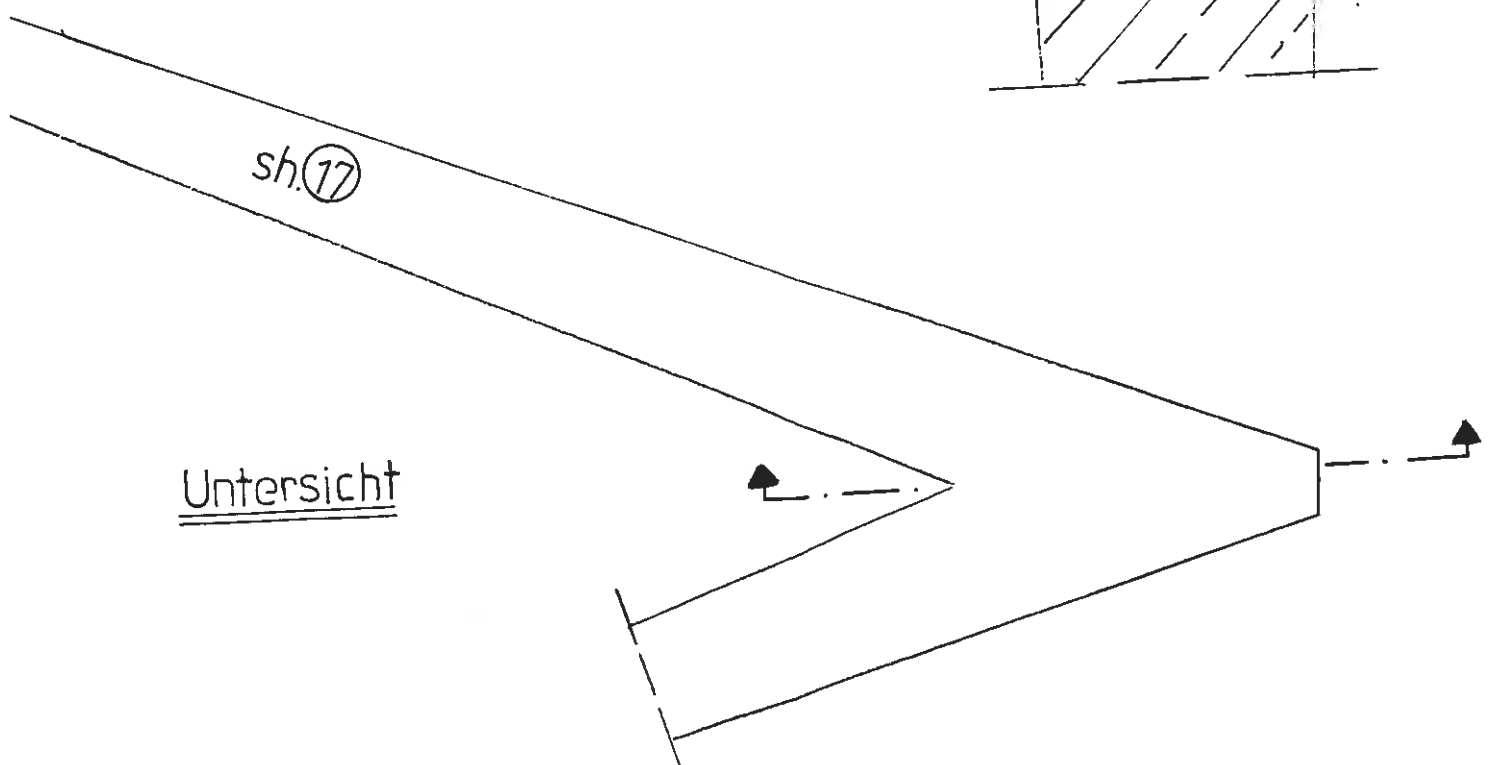
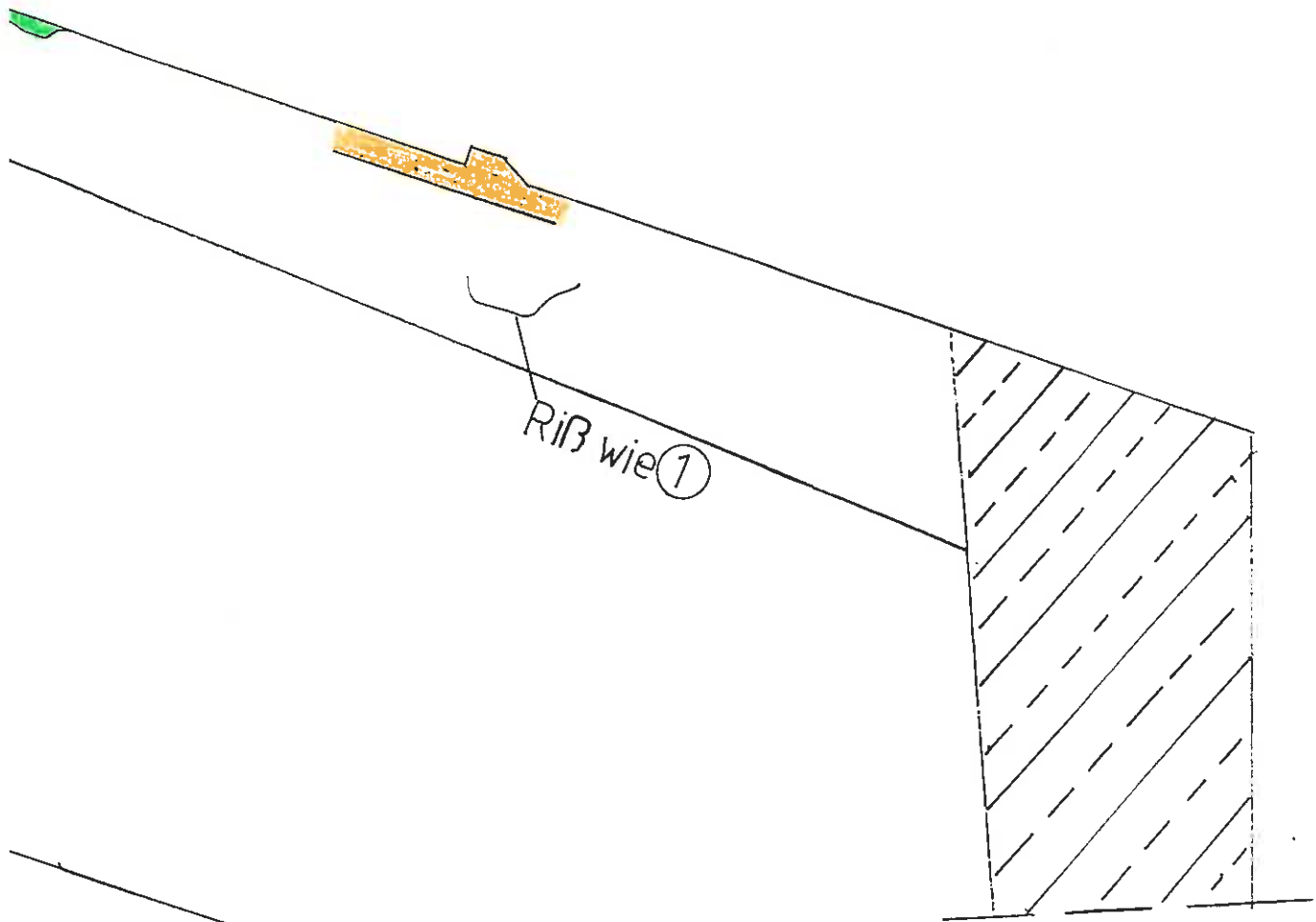


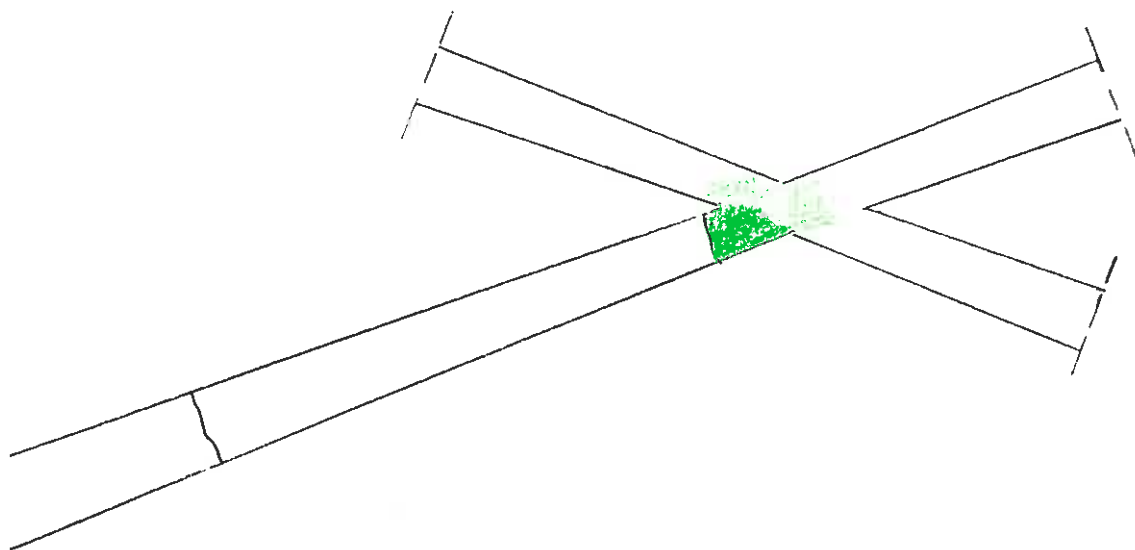
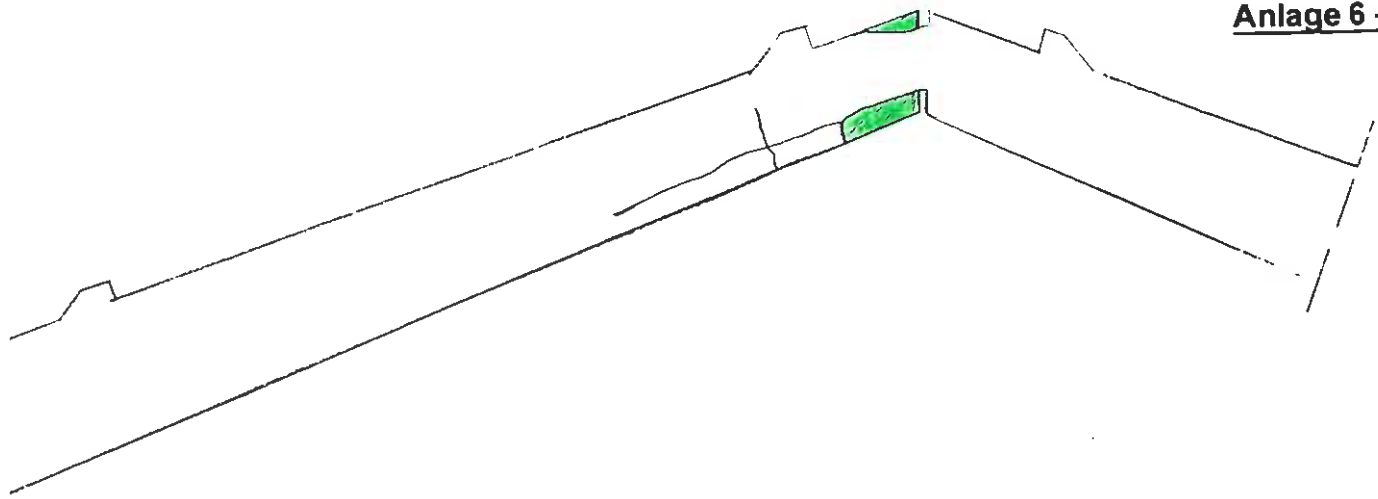
Risse

Untersicht



Träger Nr. 9 links hinten





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder
LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

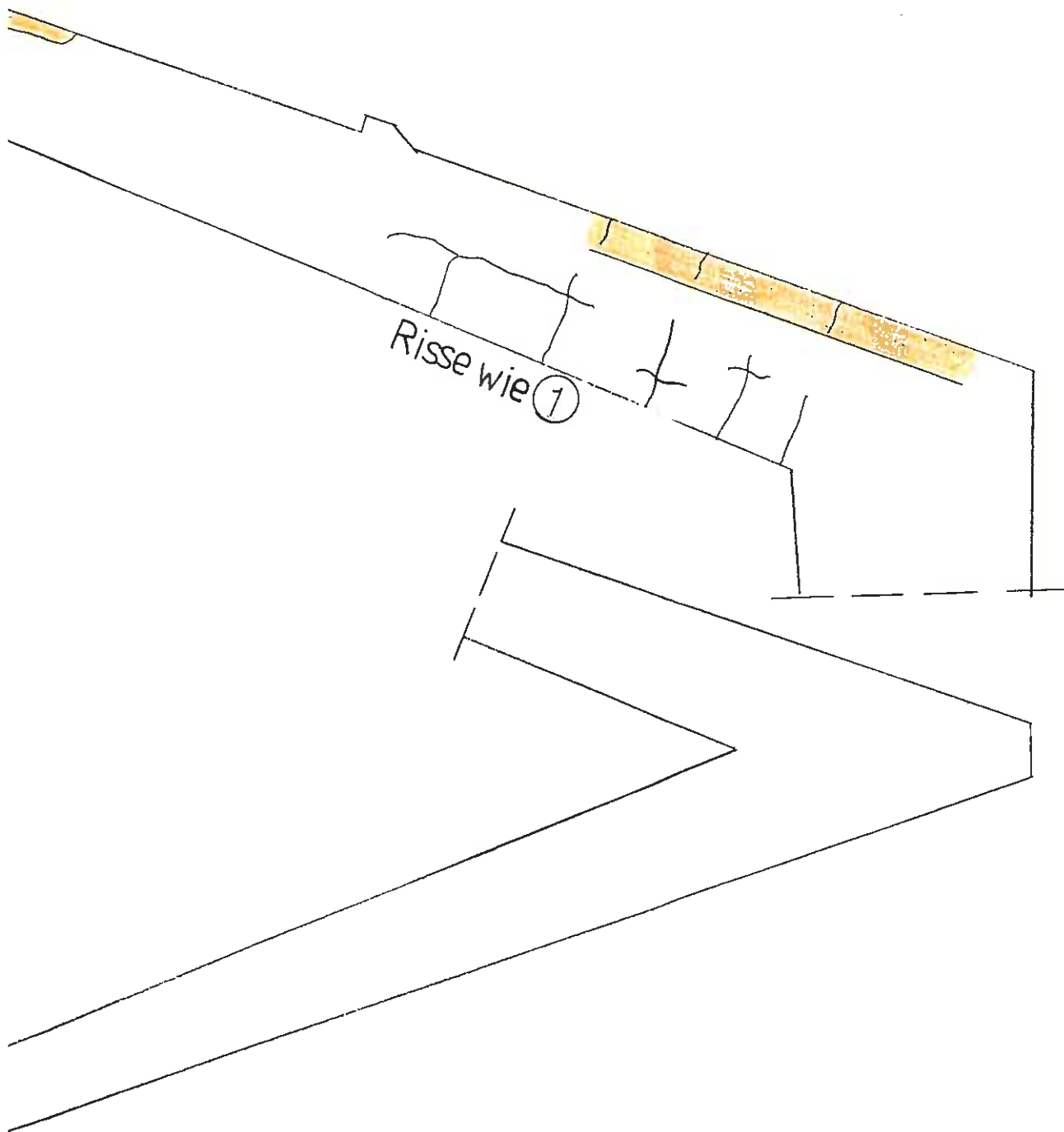


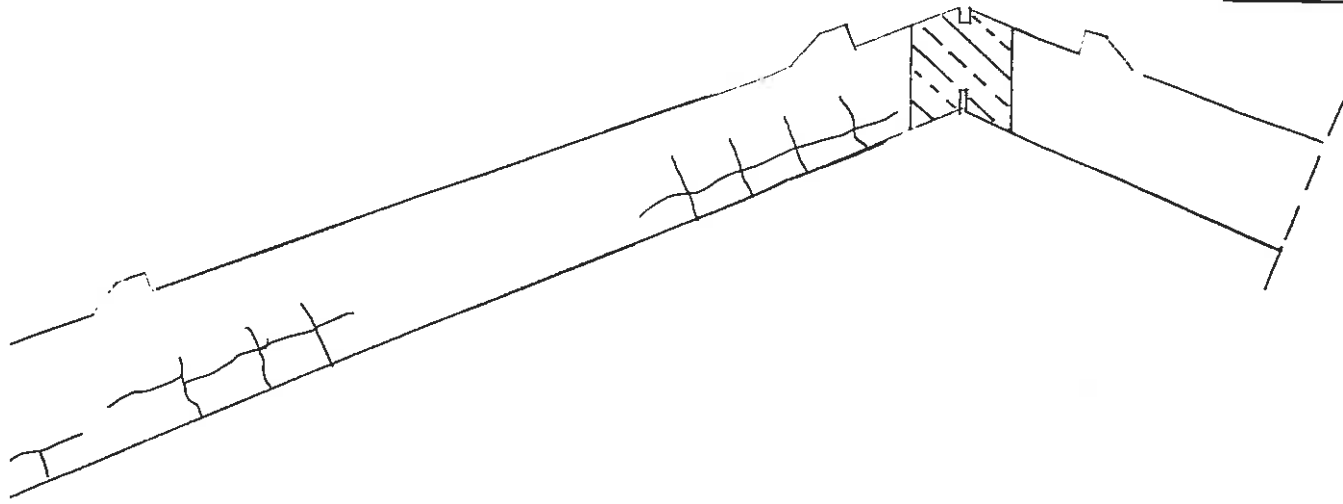
Bereich mit gelockertem Betongefüge



Risse

Träger Nr. 10 links hinten





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mitsichtbarer Bewehrung)

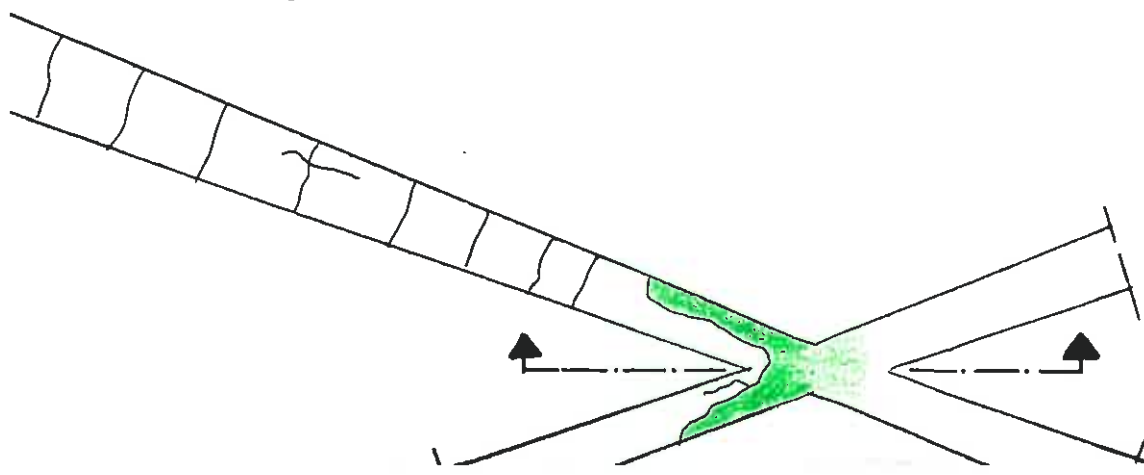


Bereich mit gelockertem Betongefüge

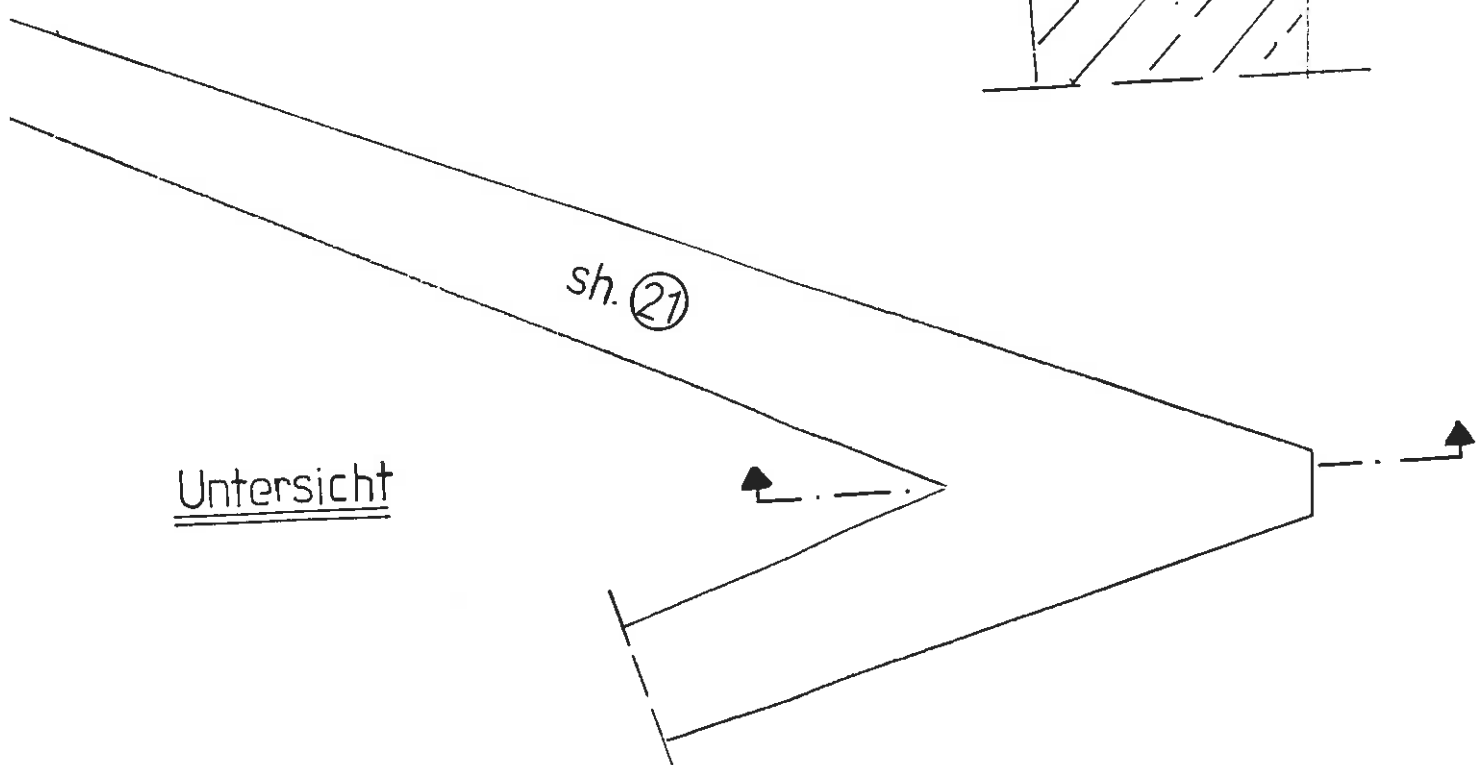
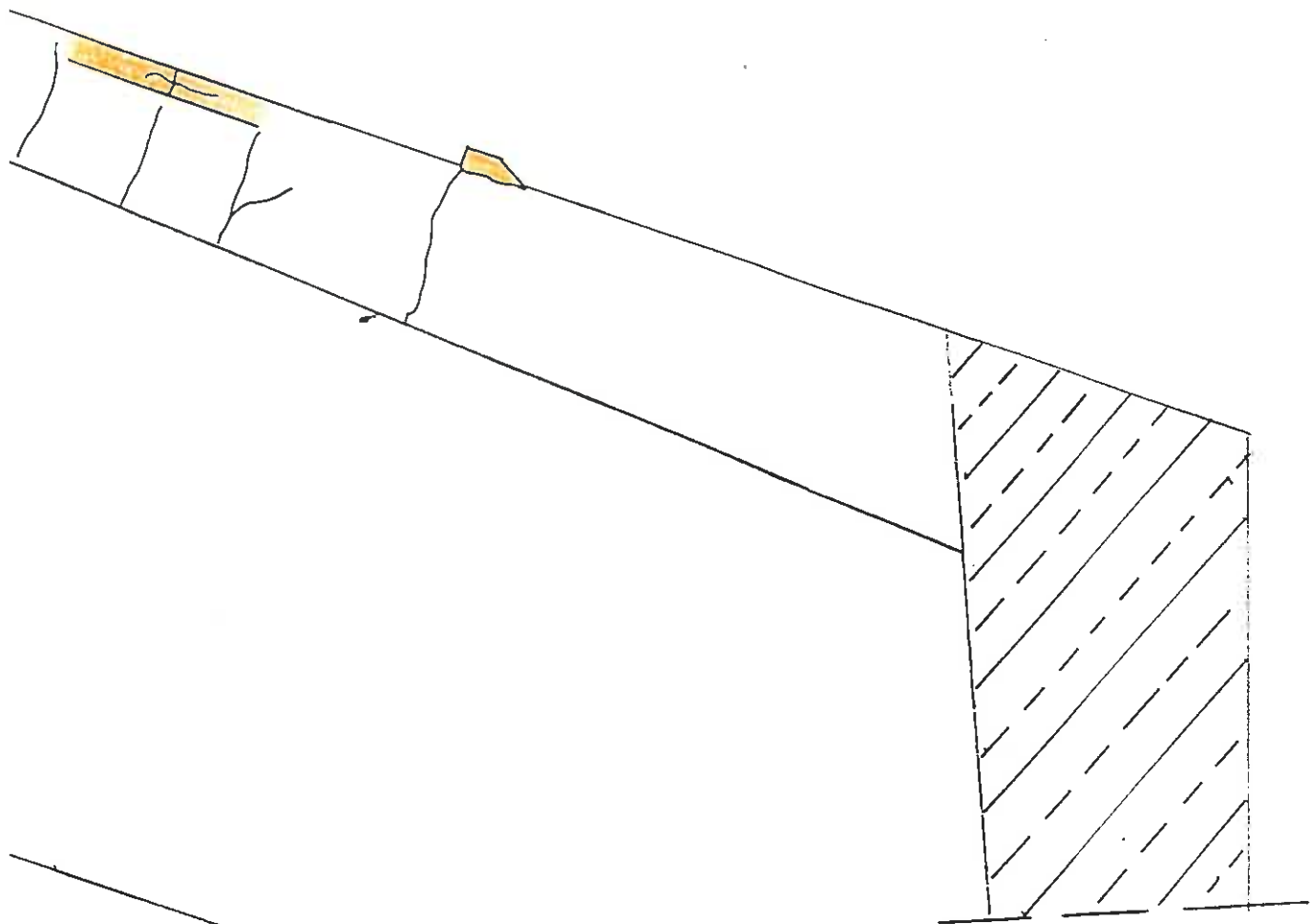


Risse

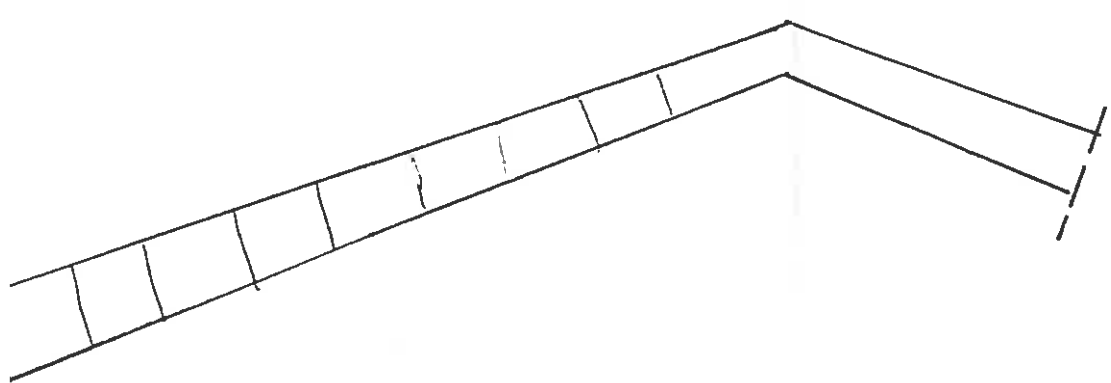
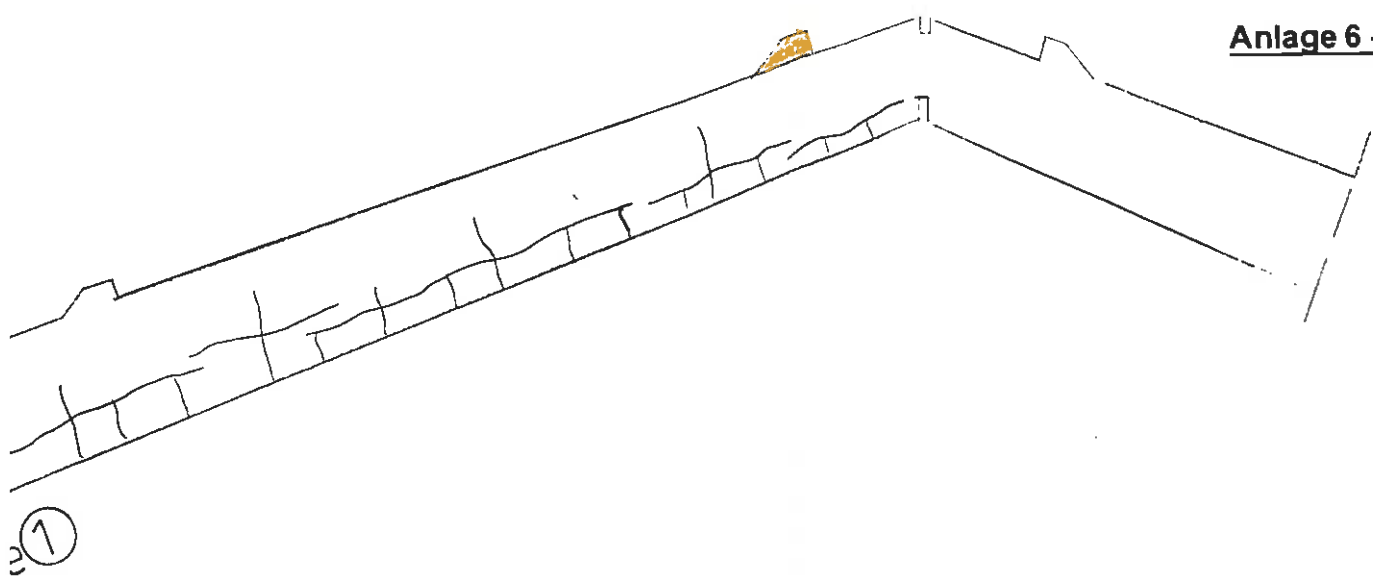
Untersicht



Träger Nr.11 links hinten



Untersicht



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

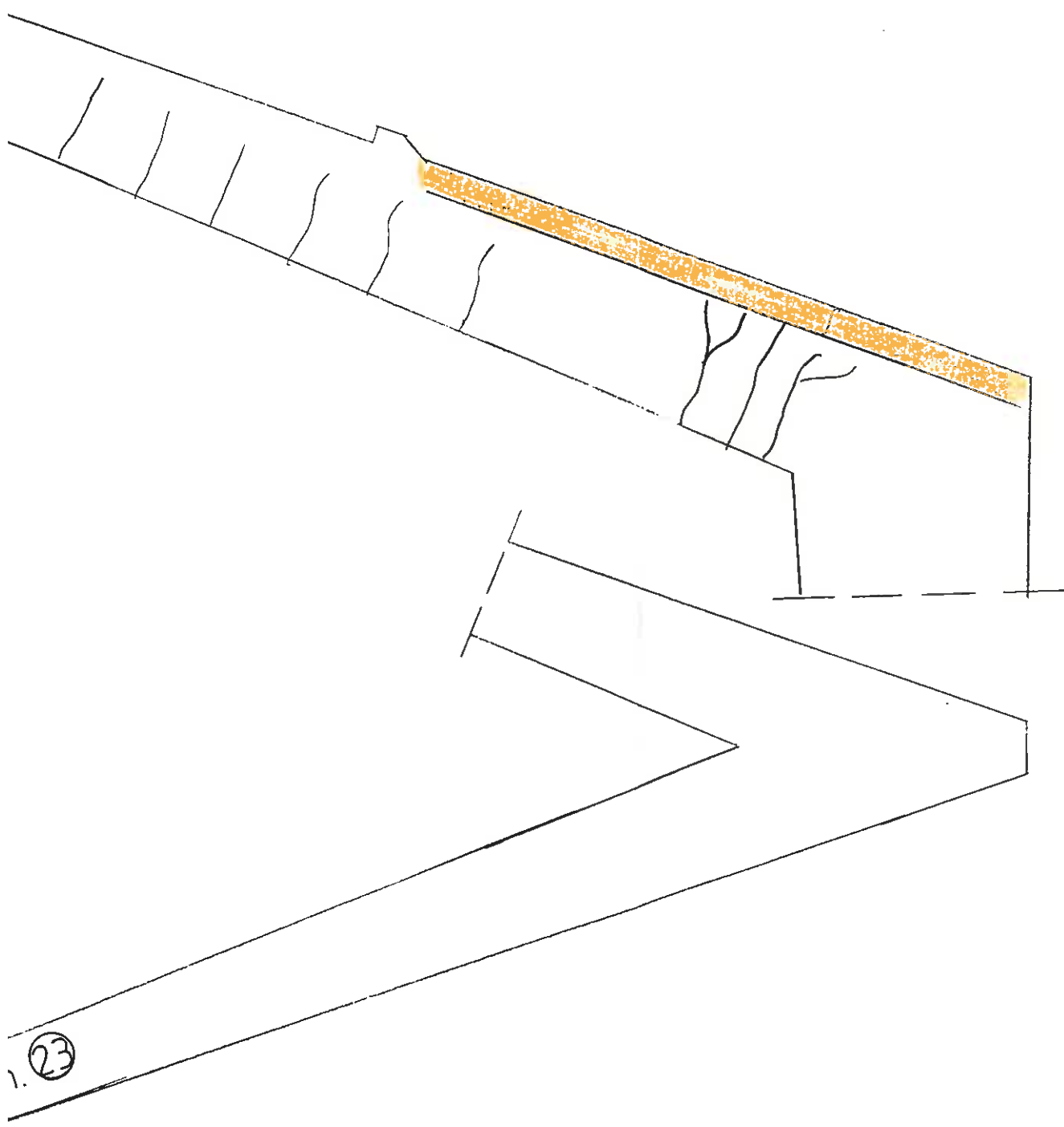


Bereich mit gelockertem Betongefüge



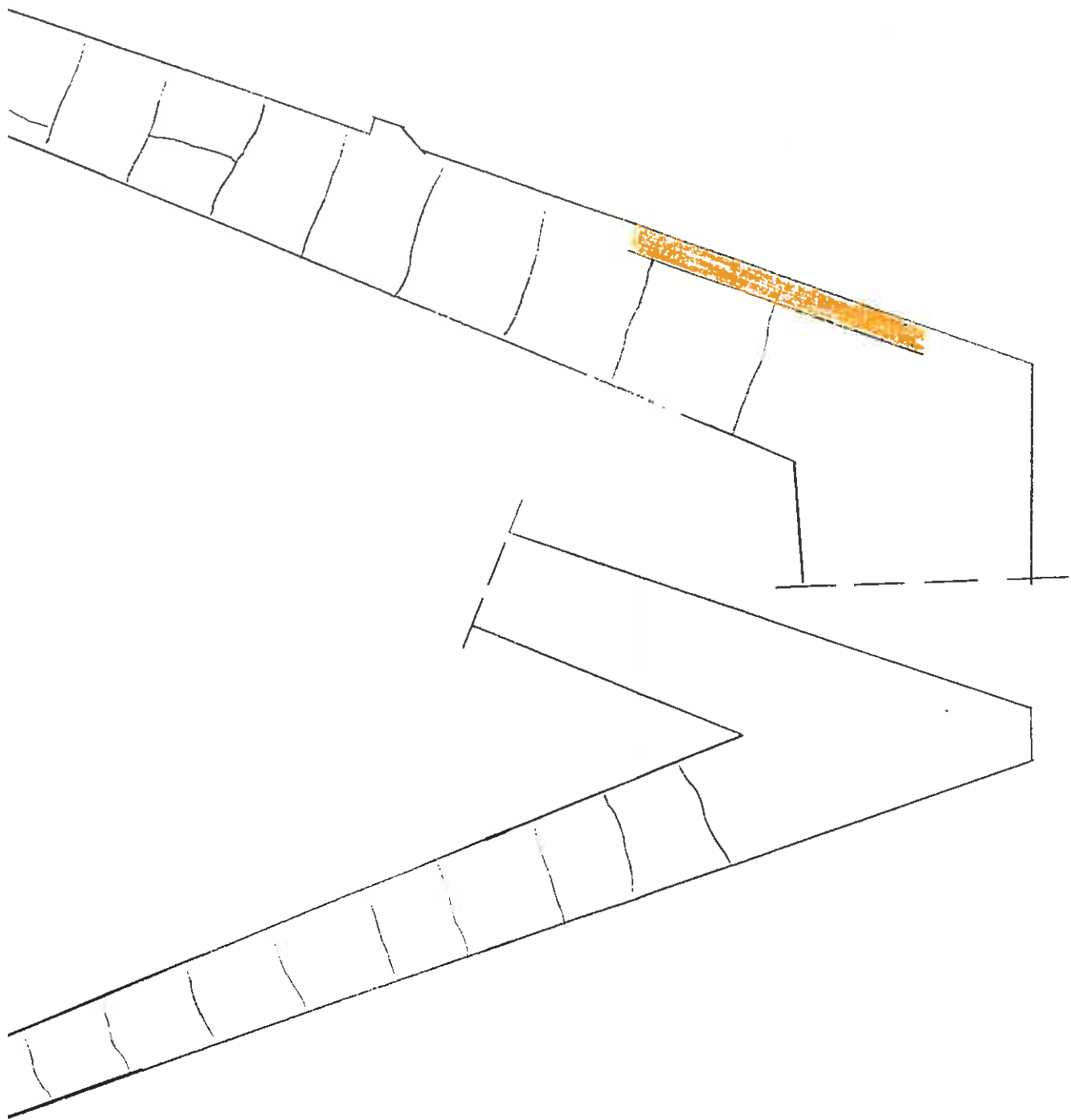
Risse

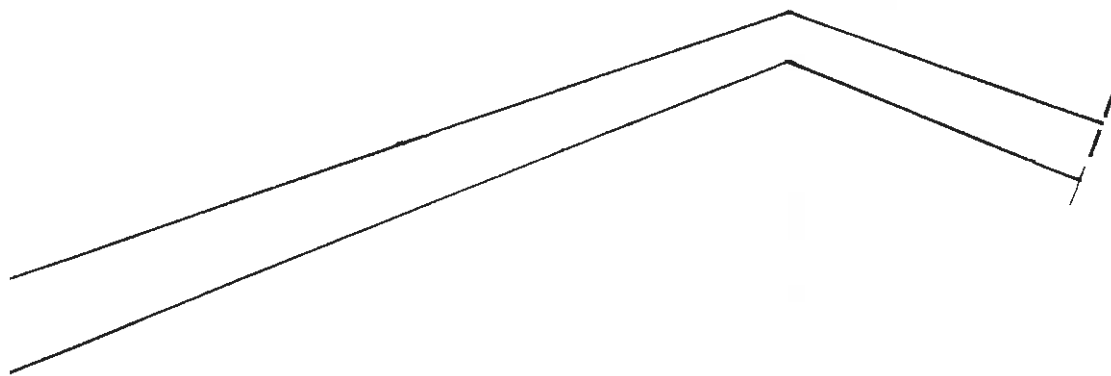
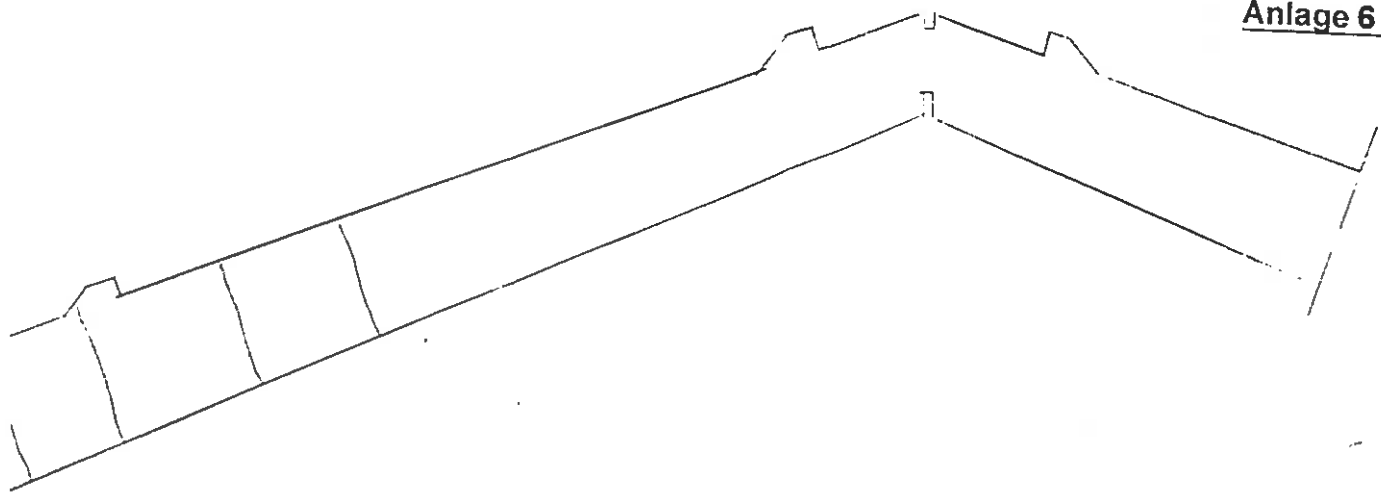
Träger Nr:12 links hinten



②3

Träger Nr.1 rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

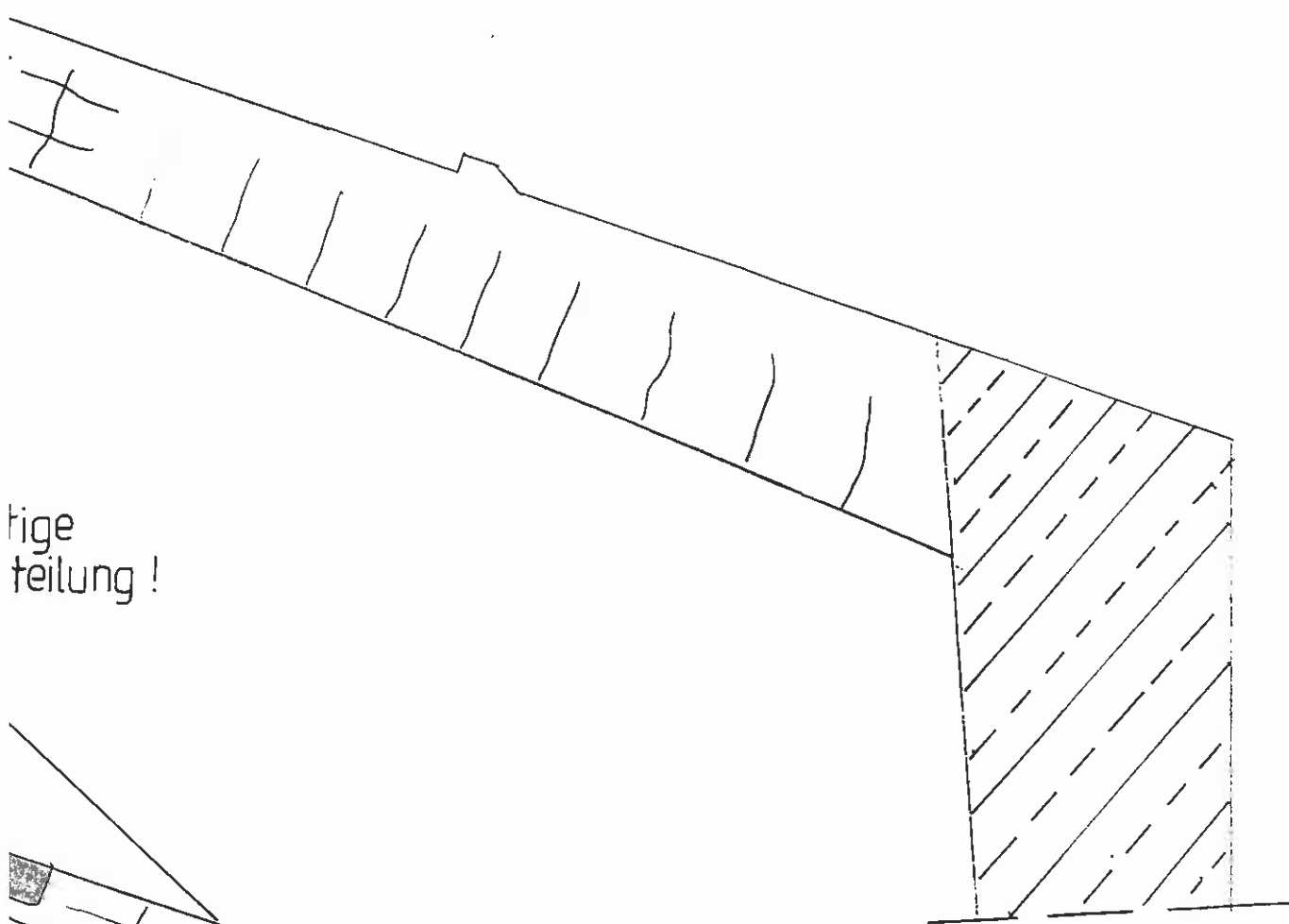


Bereich mit gelockertem Betongefüge

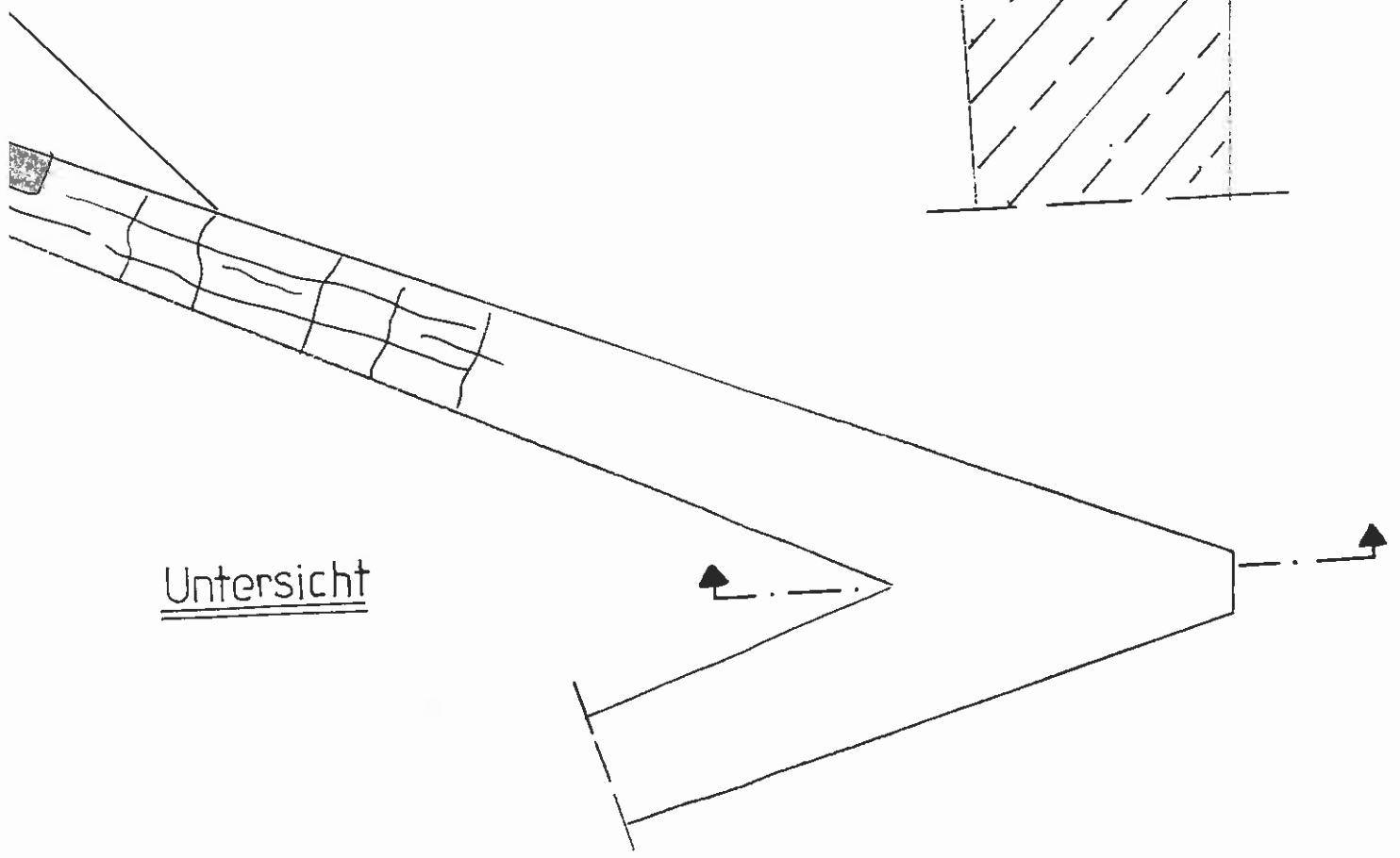


Risse

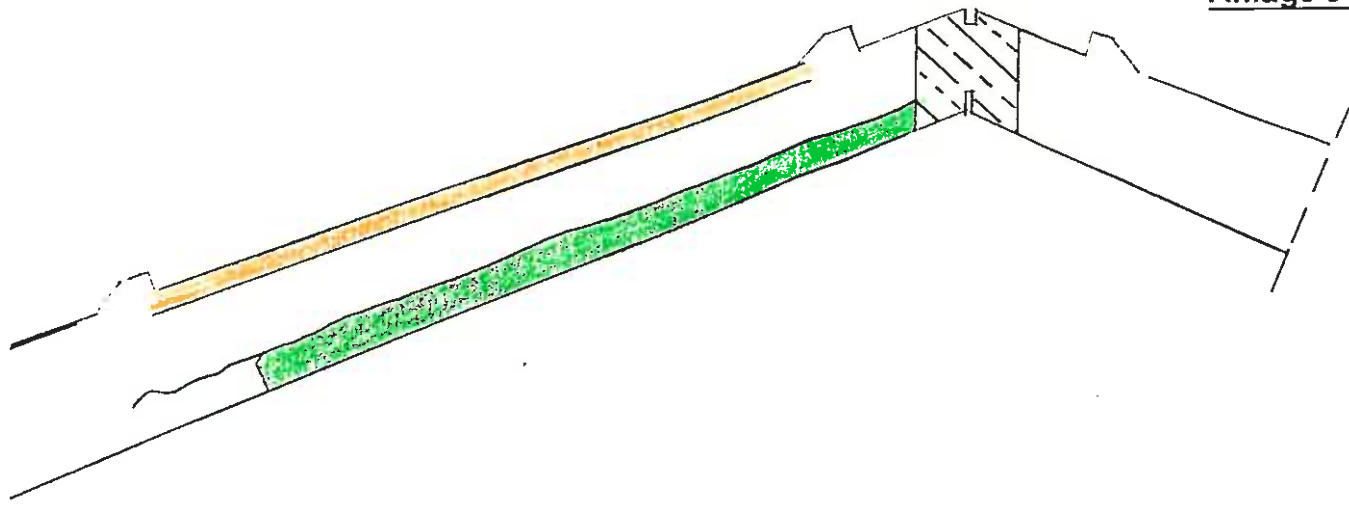
Träger Nr.2 rechts vorne



rigide
teilung!



Untersicht



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

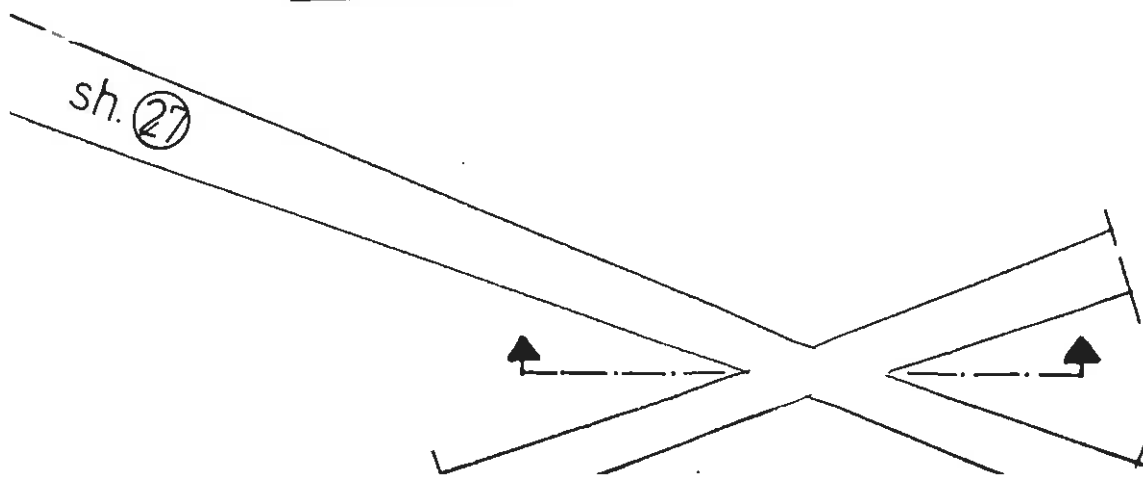


Bereich mit gelockertem Betongefüge

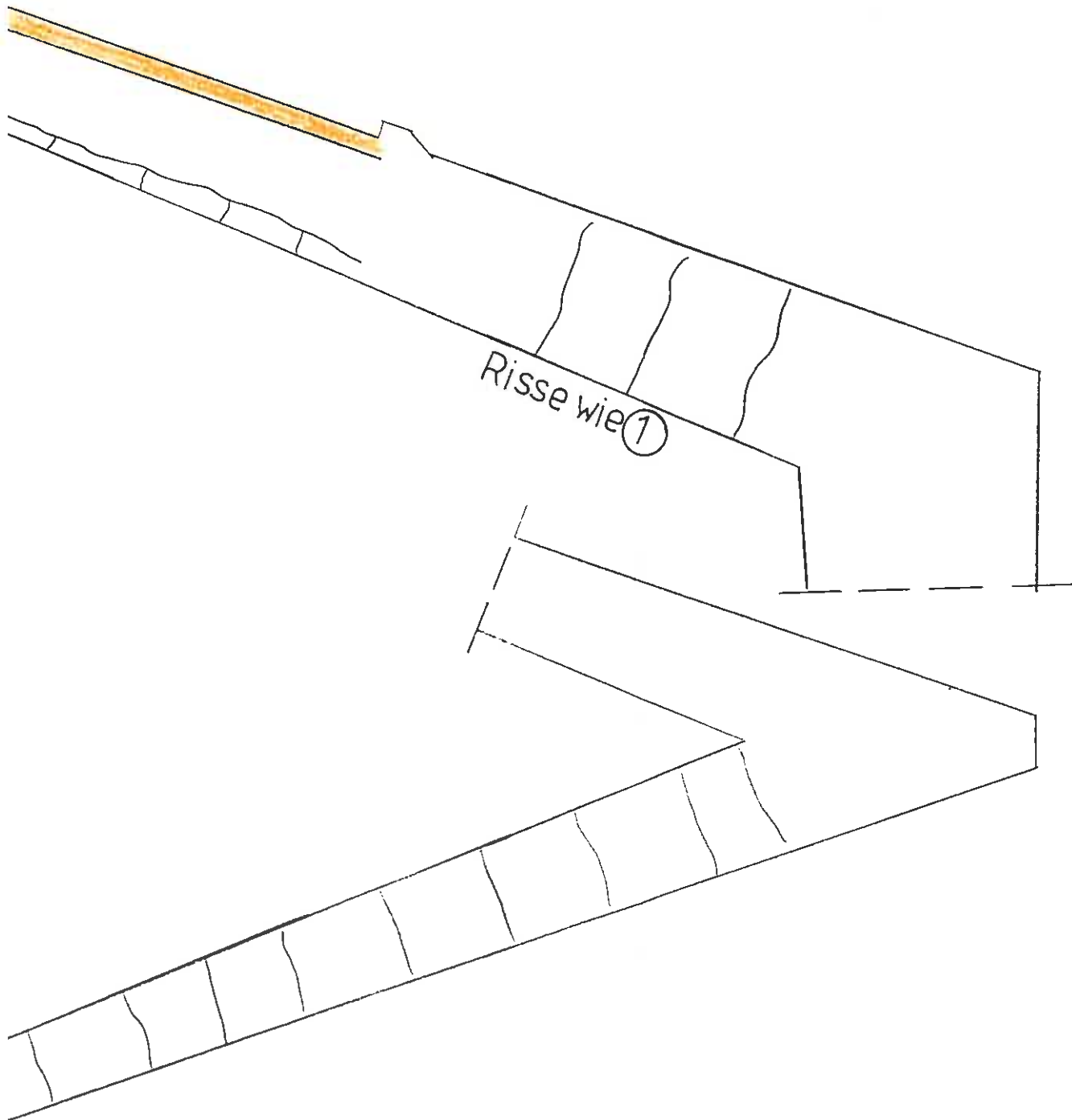


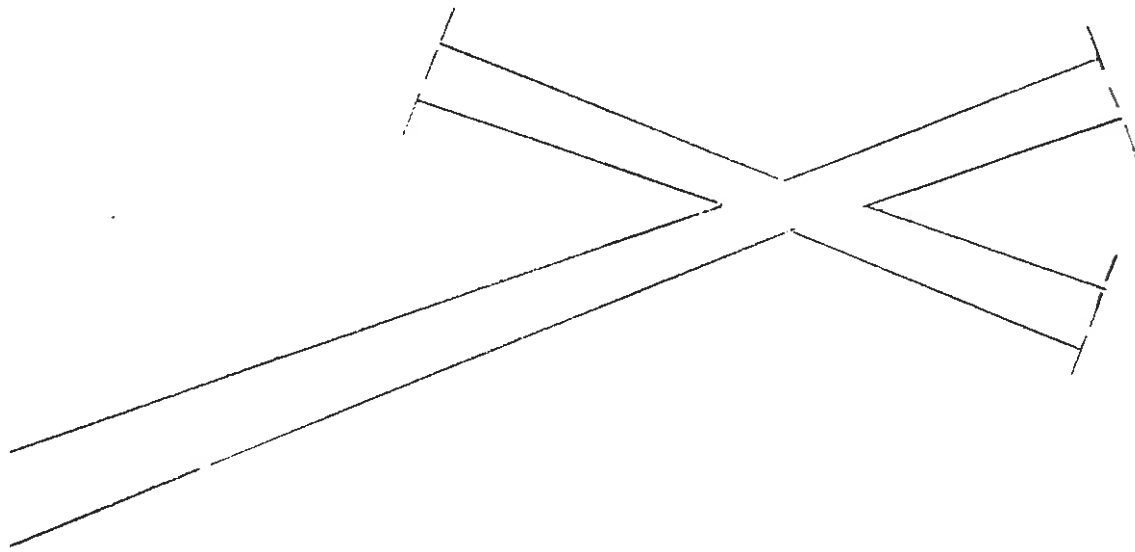
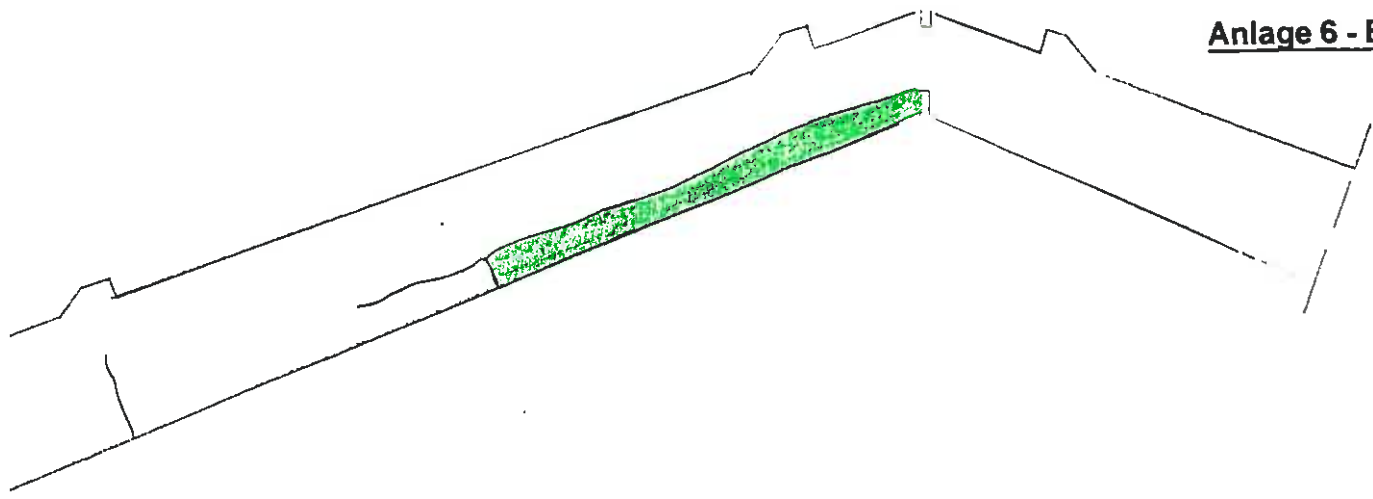
Risse

Untersicht



Träger Nr.3 rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

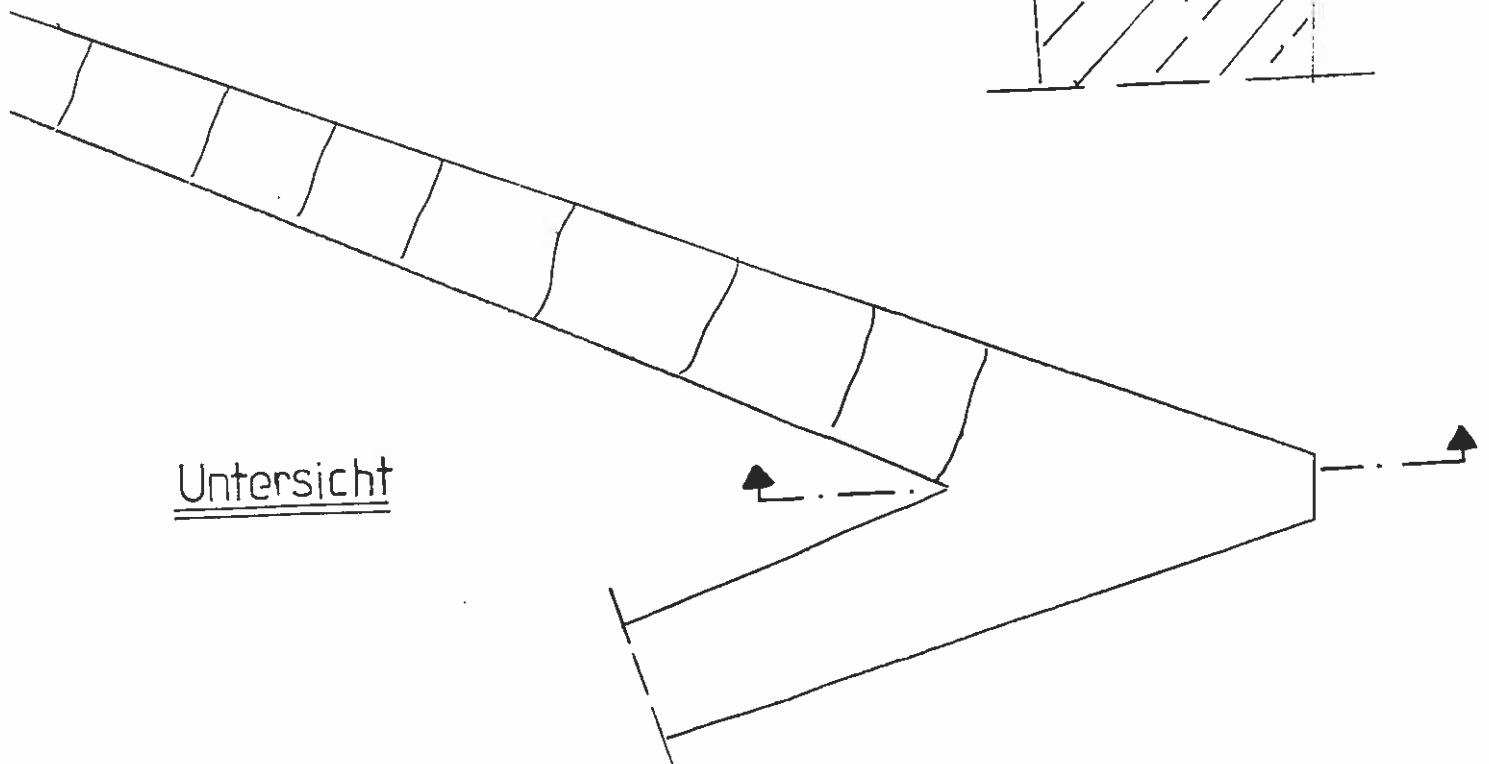
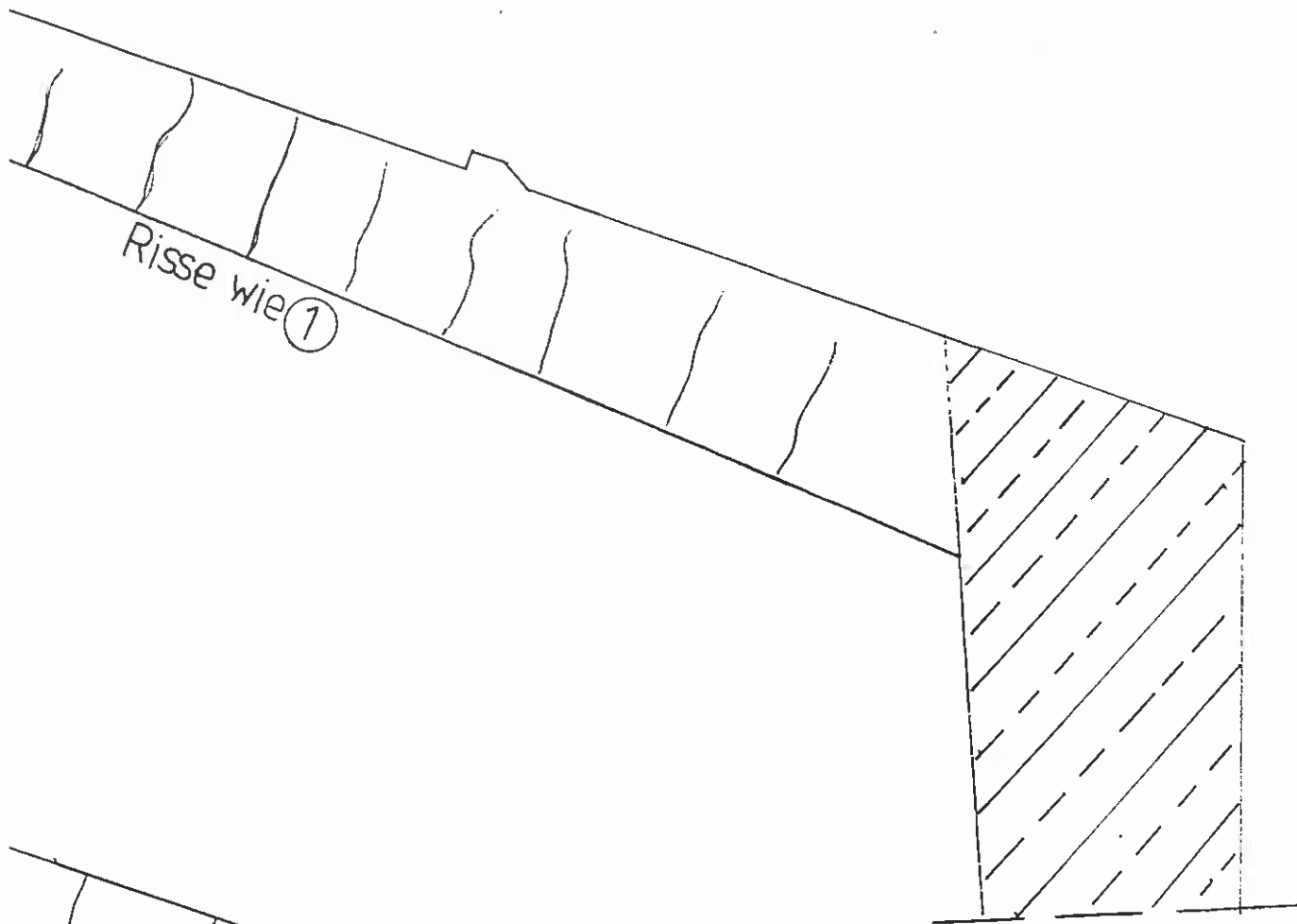


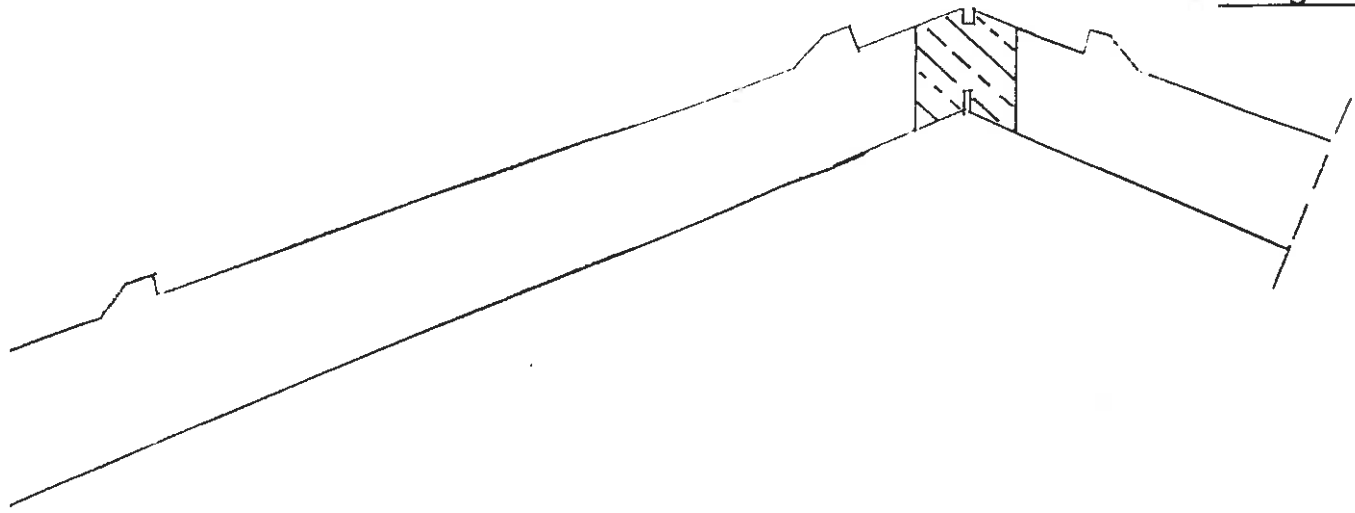
Bereich mit gelockertem Betongefüge



Risse

Träger Nr.4 rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

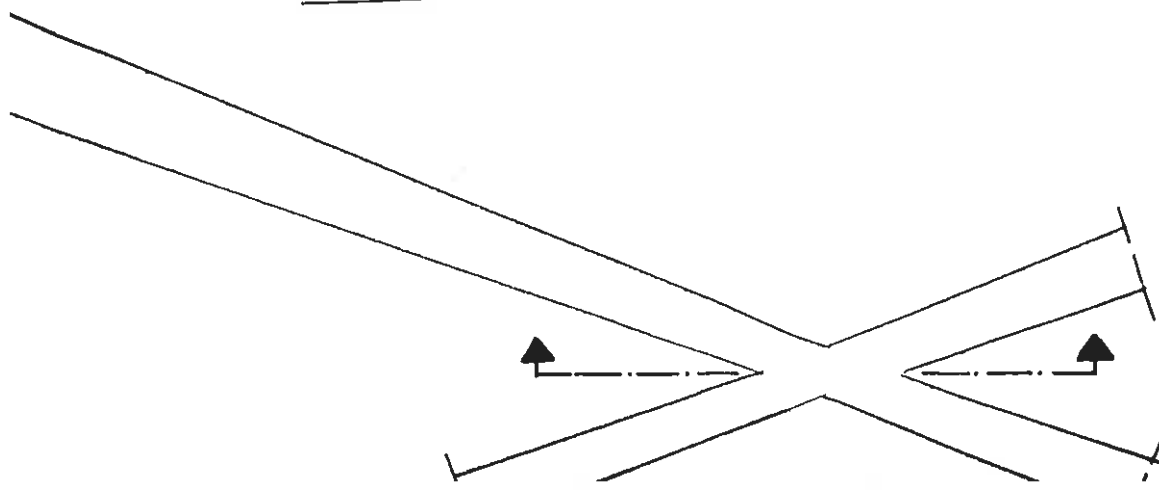


Bereich mit gelockertem Betongefüge

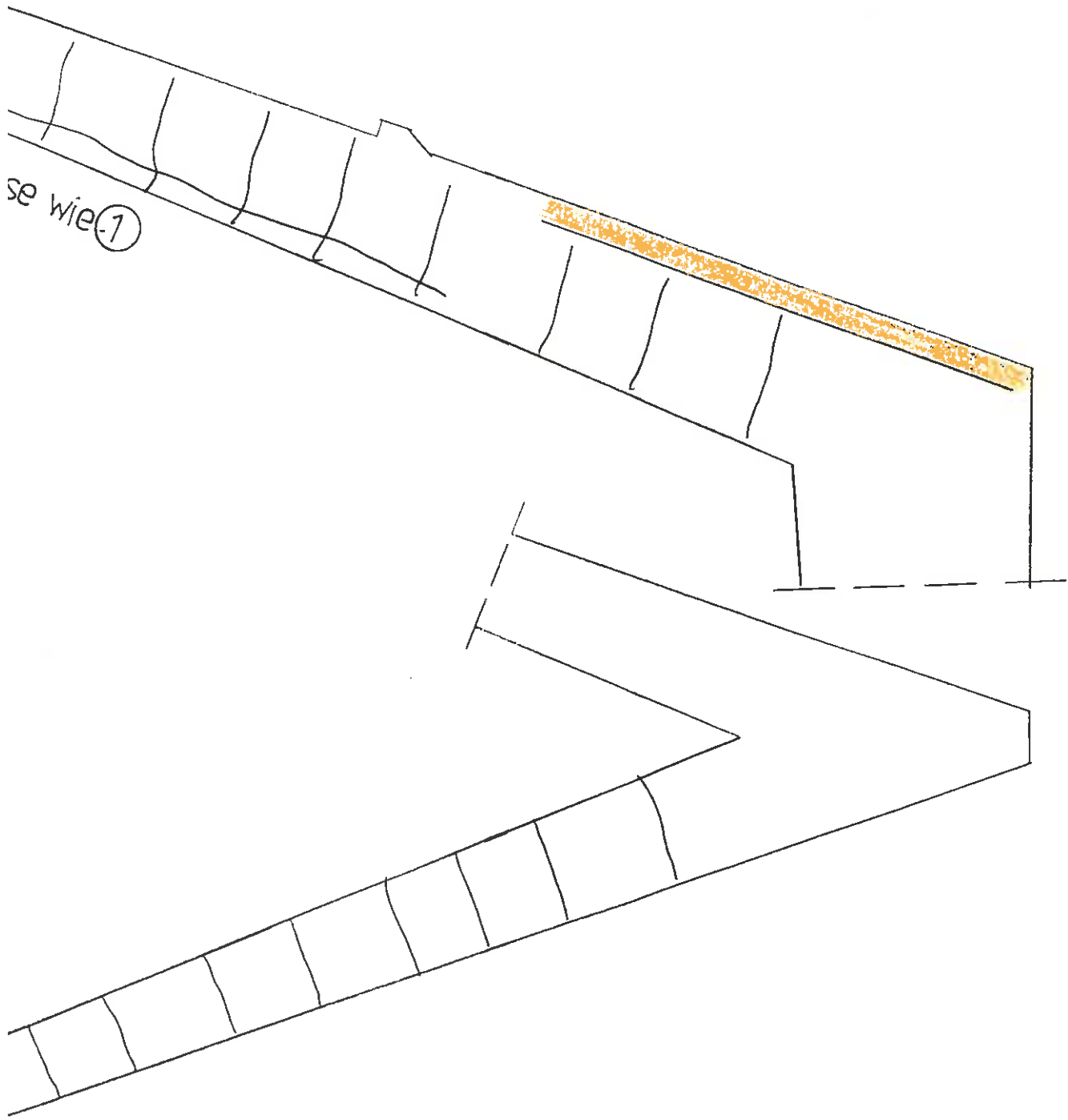


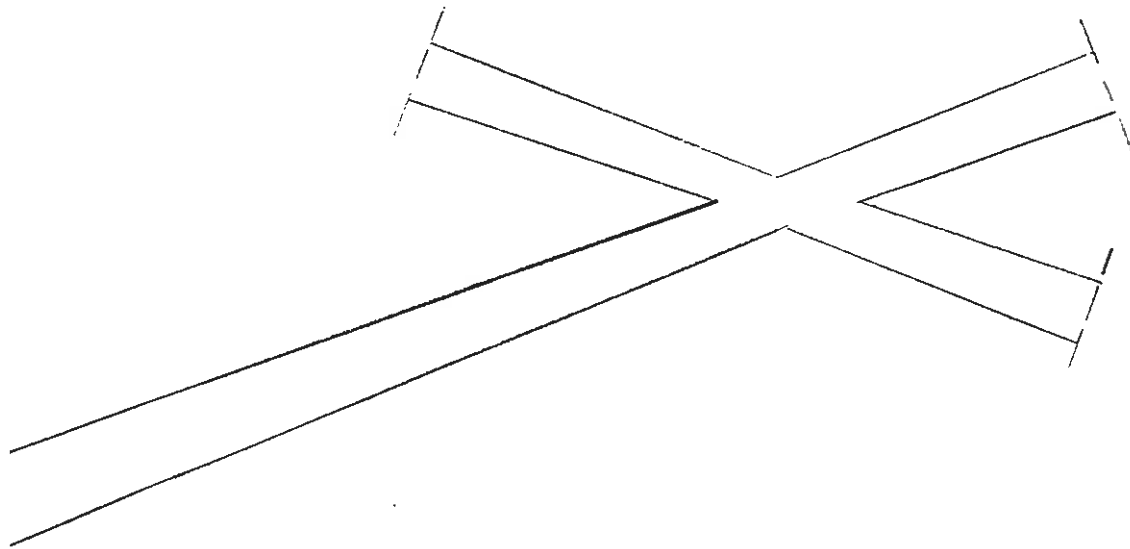
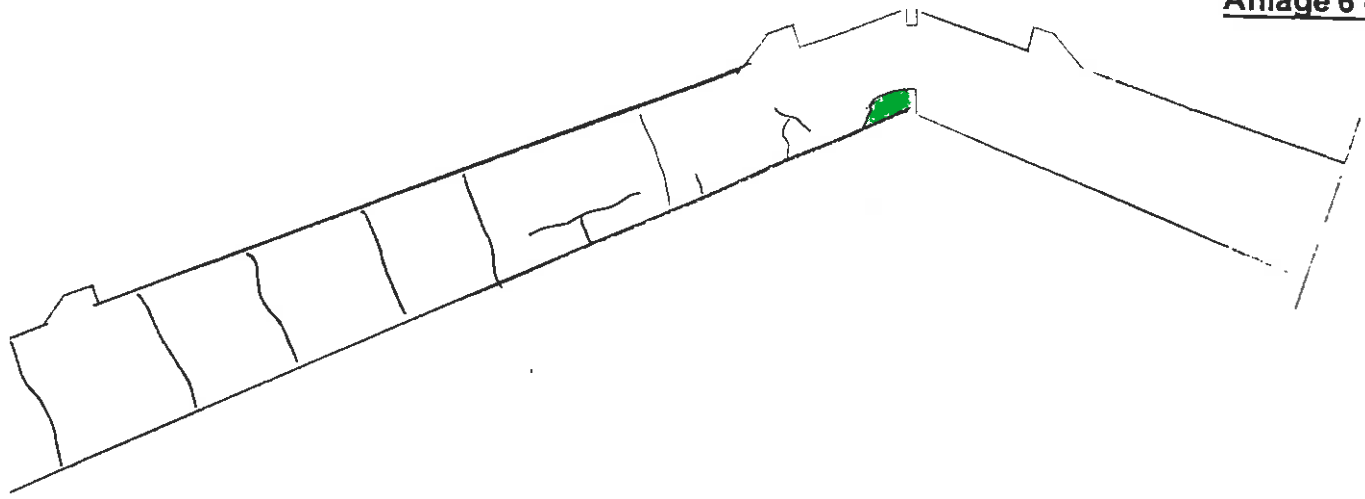
Risse

Untersicht



Träger Nr. 5 rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder
LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

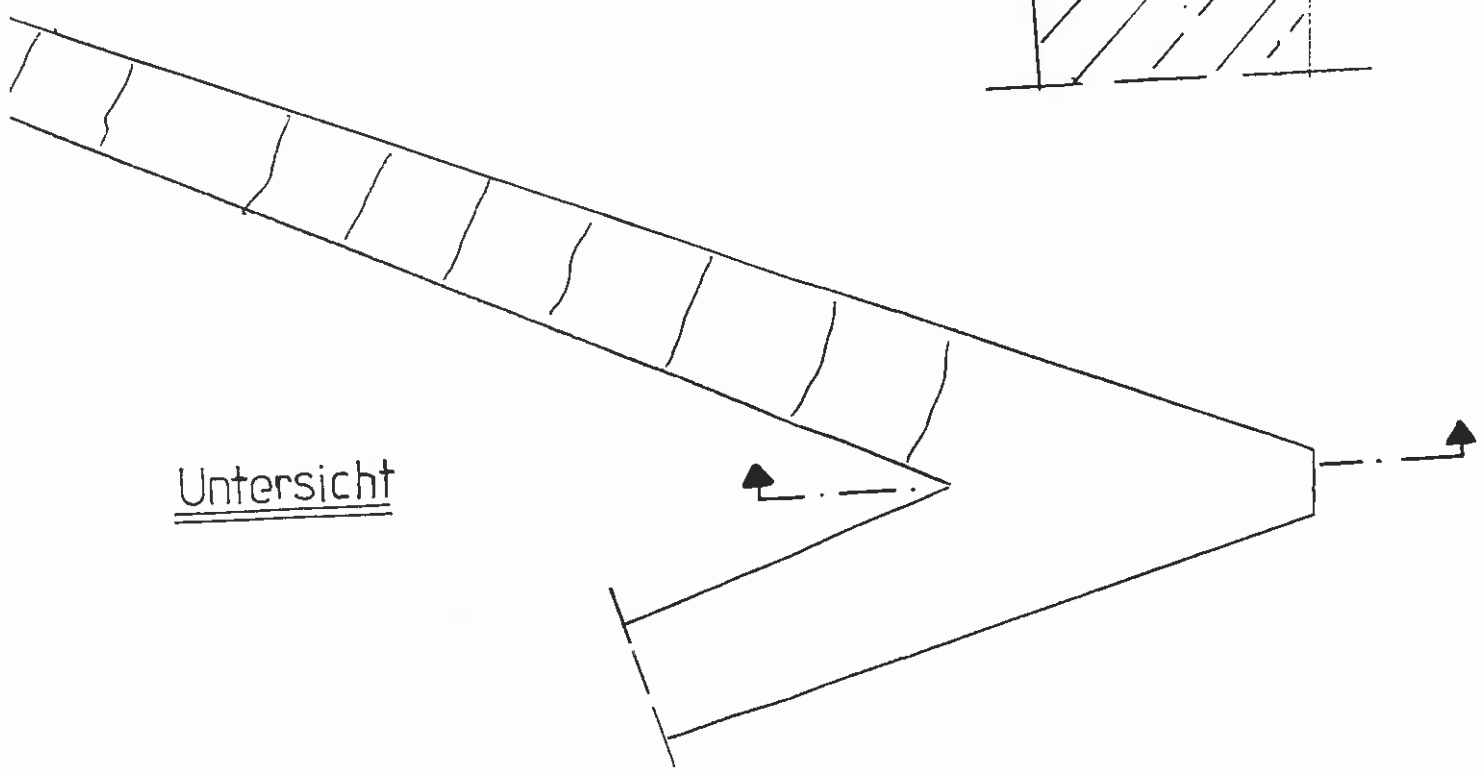
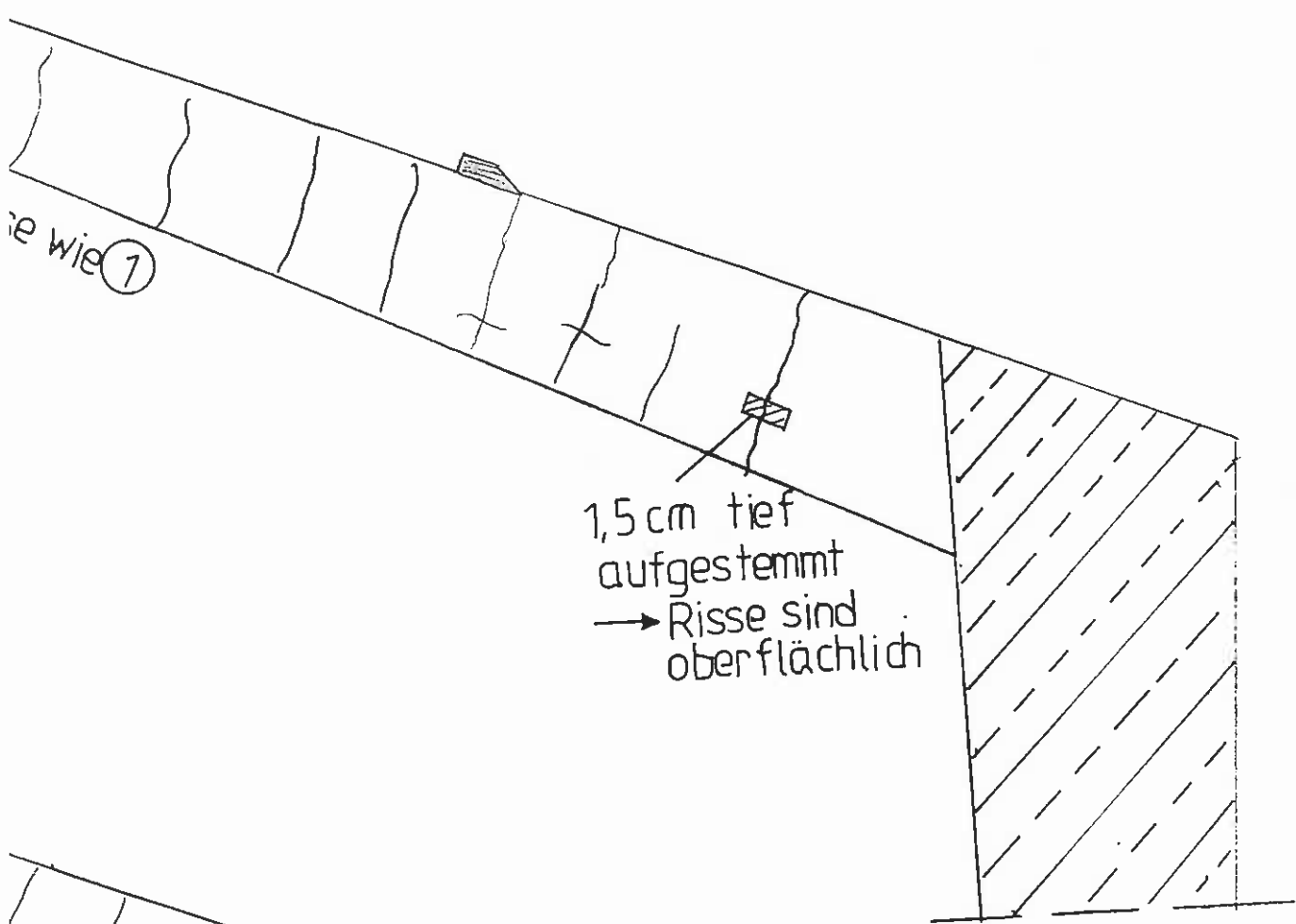


Bereich mit gelockertem Betongefüge

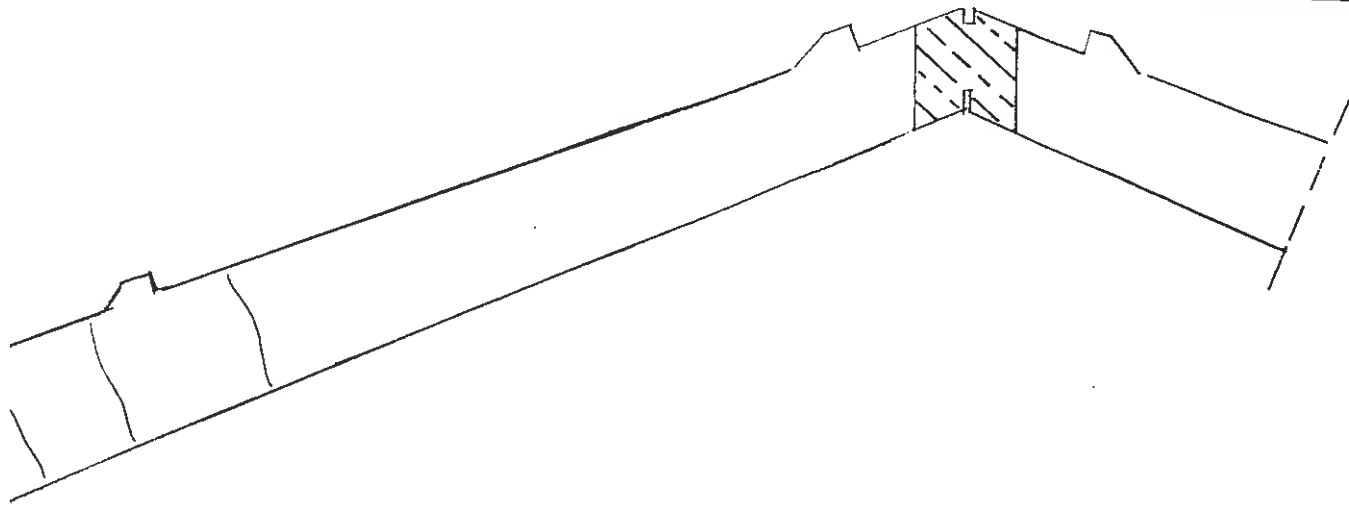


Risse

Träger Nr. 6 rechts vorne



Untersicht



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

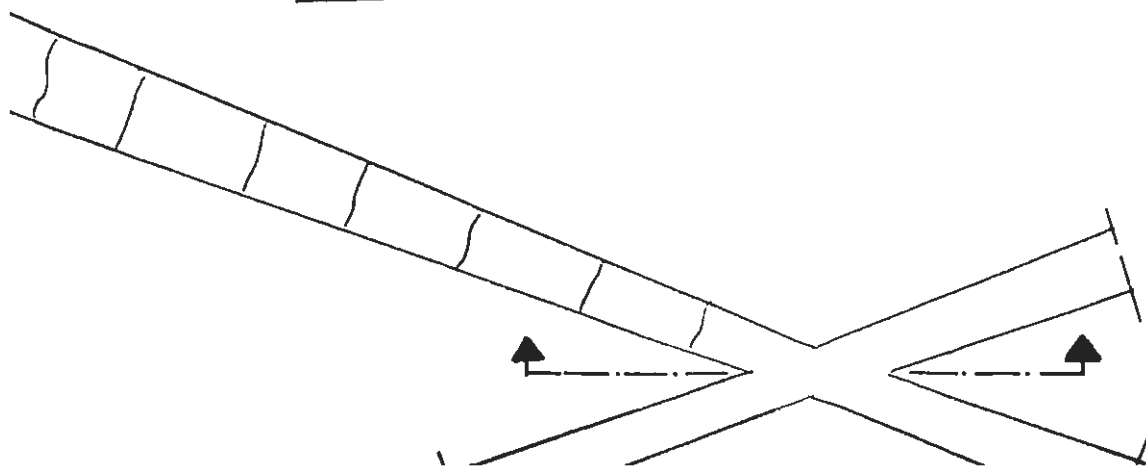


Bereich mit gelockertem Betongefüge

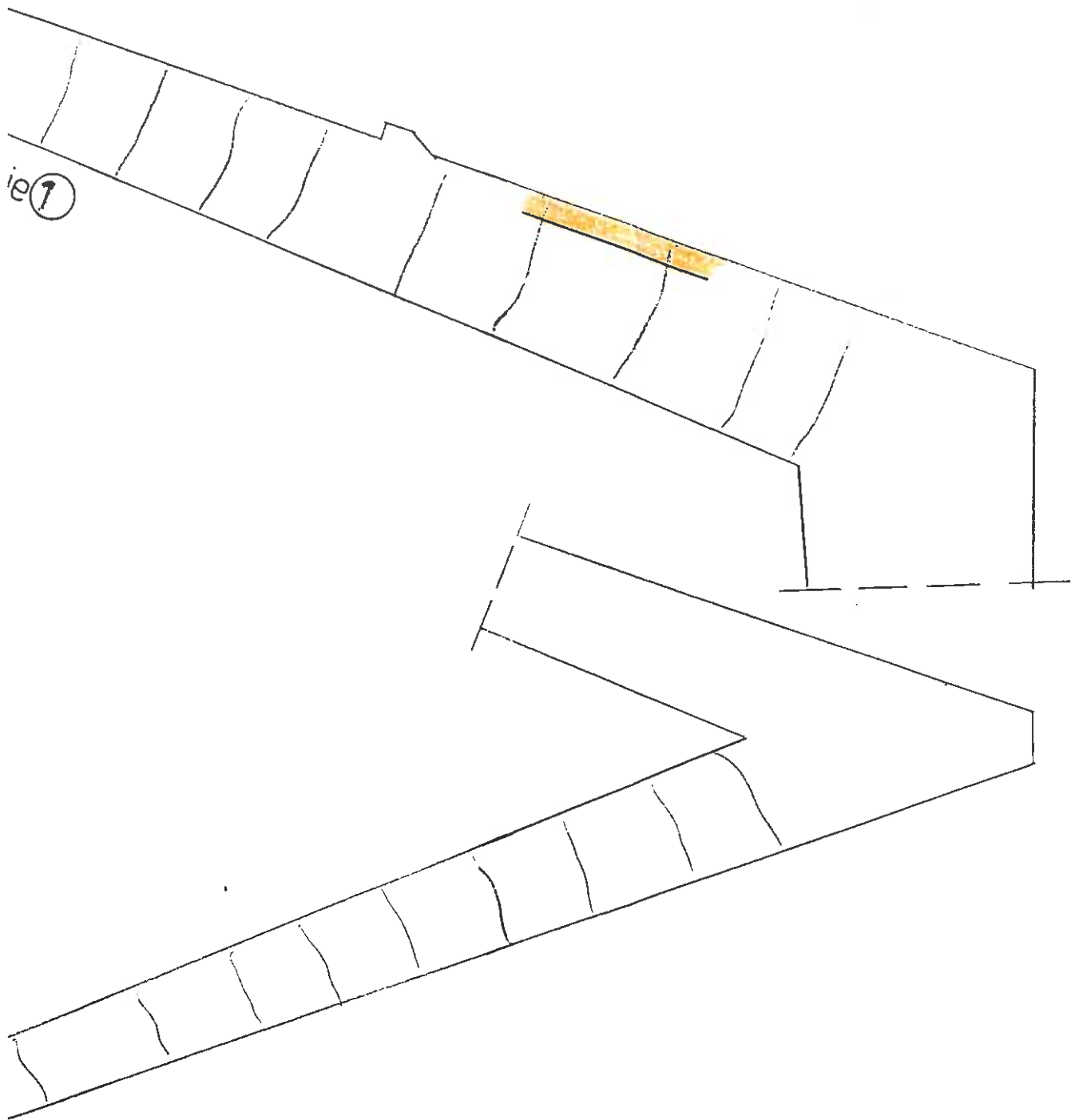


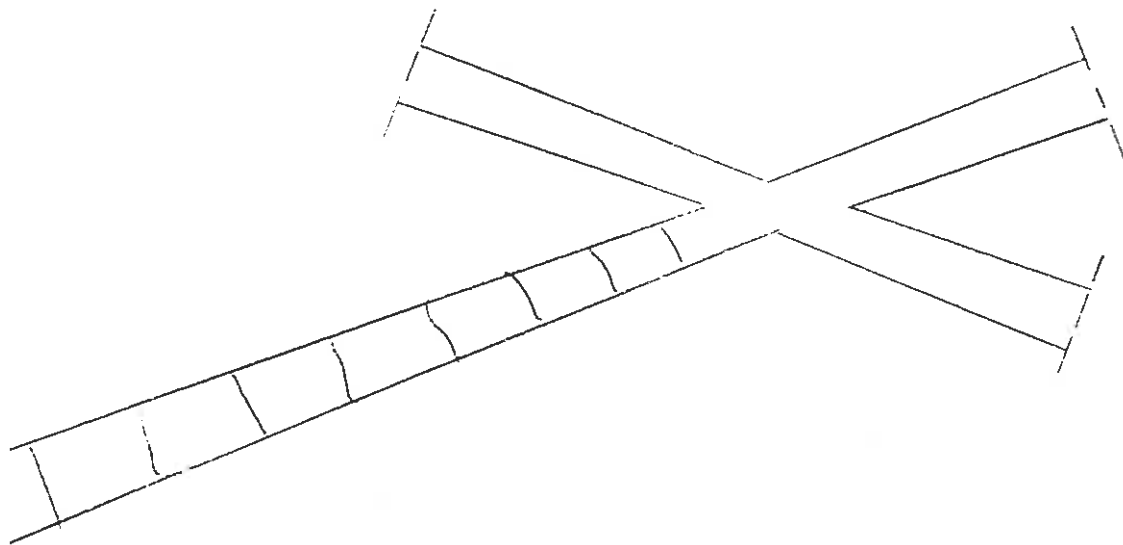
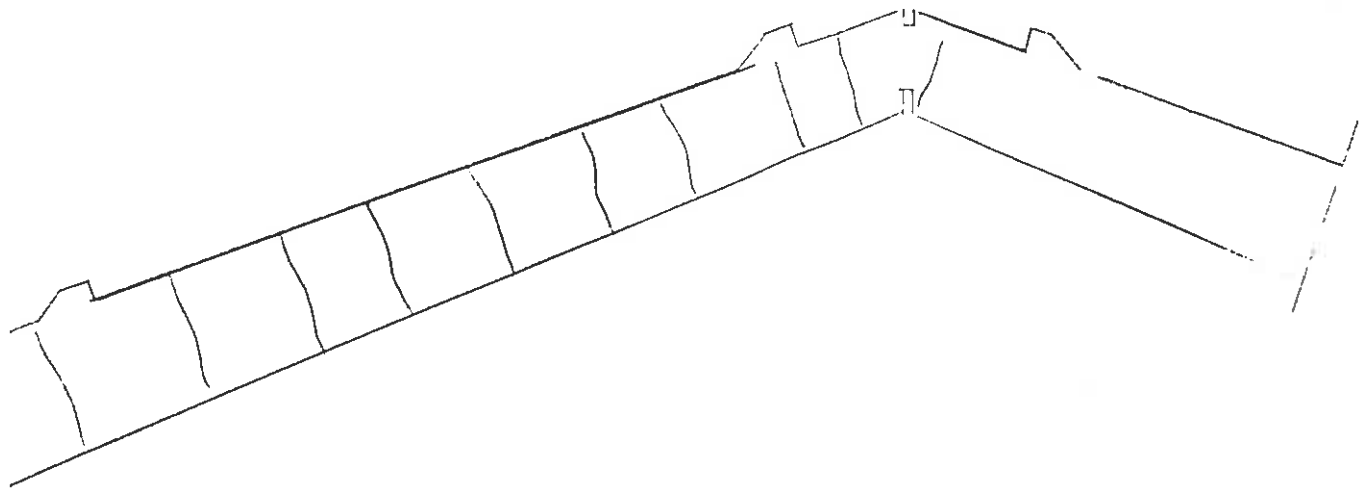
Risse

Untersicht

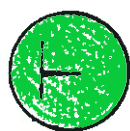


Träger Nr 7 rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder
LEGENDE



Abplatzung (ev. mitsichtbarer Bewehrung)

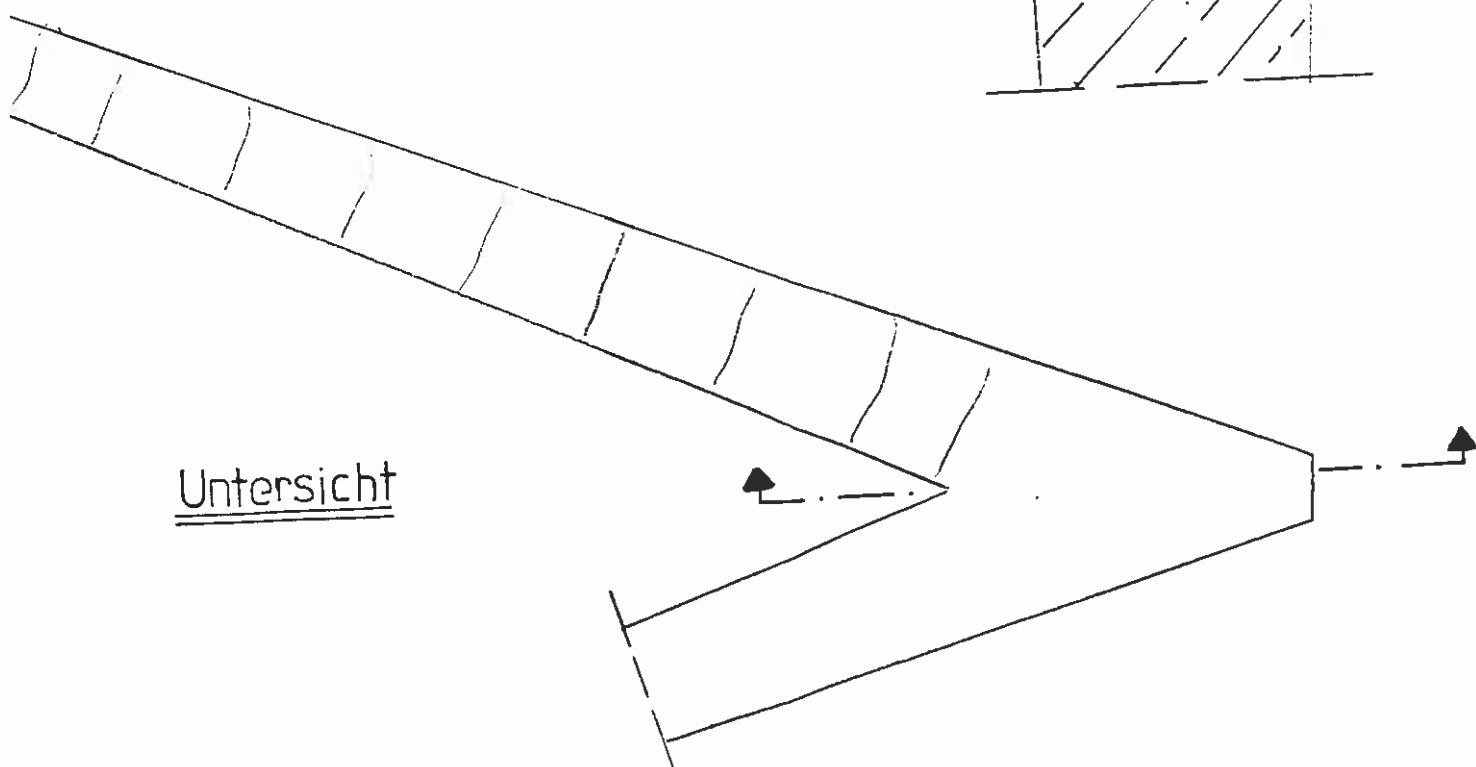
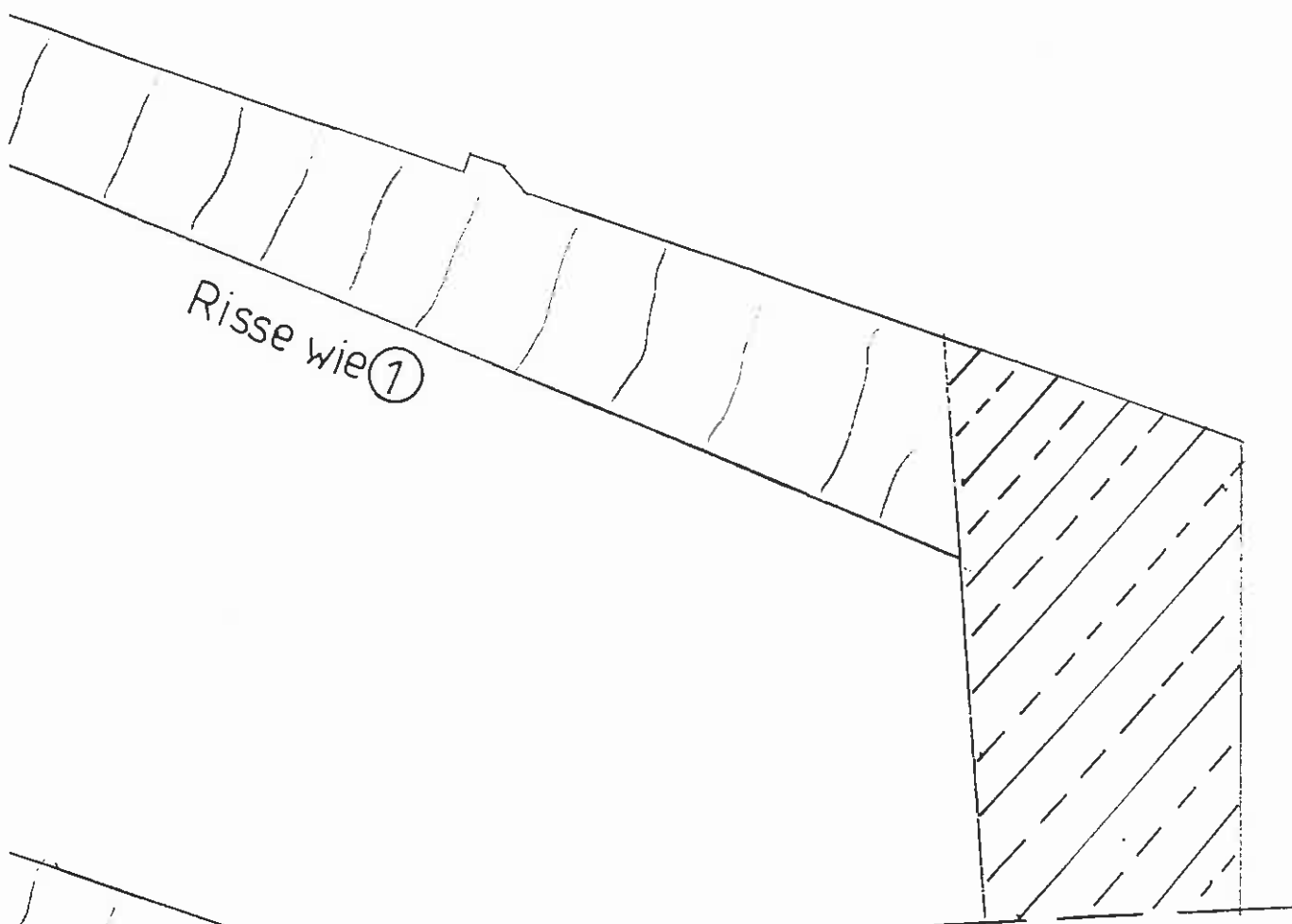


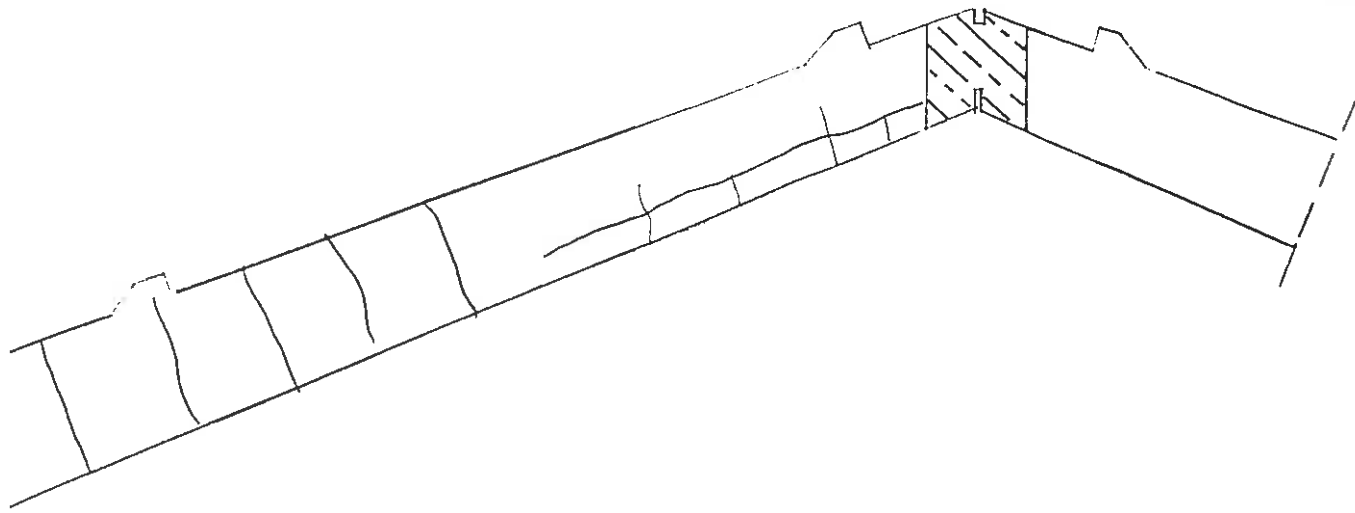
Bereich mit gelockertem Betongefüge



Risse

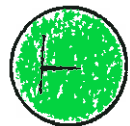
Träger Nr. 8 - rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

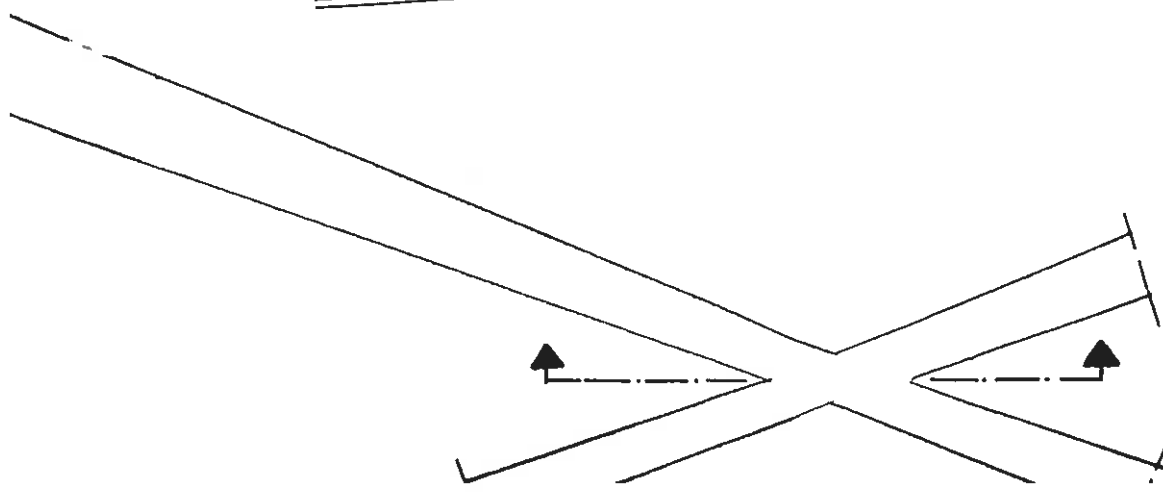


Bereich mit gelockertem Betongefüge

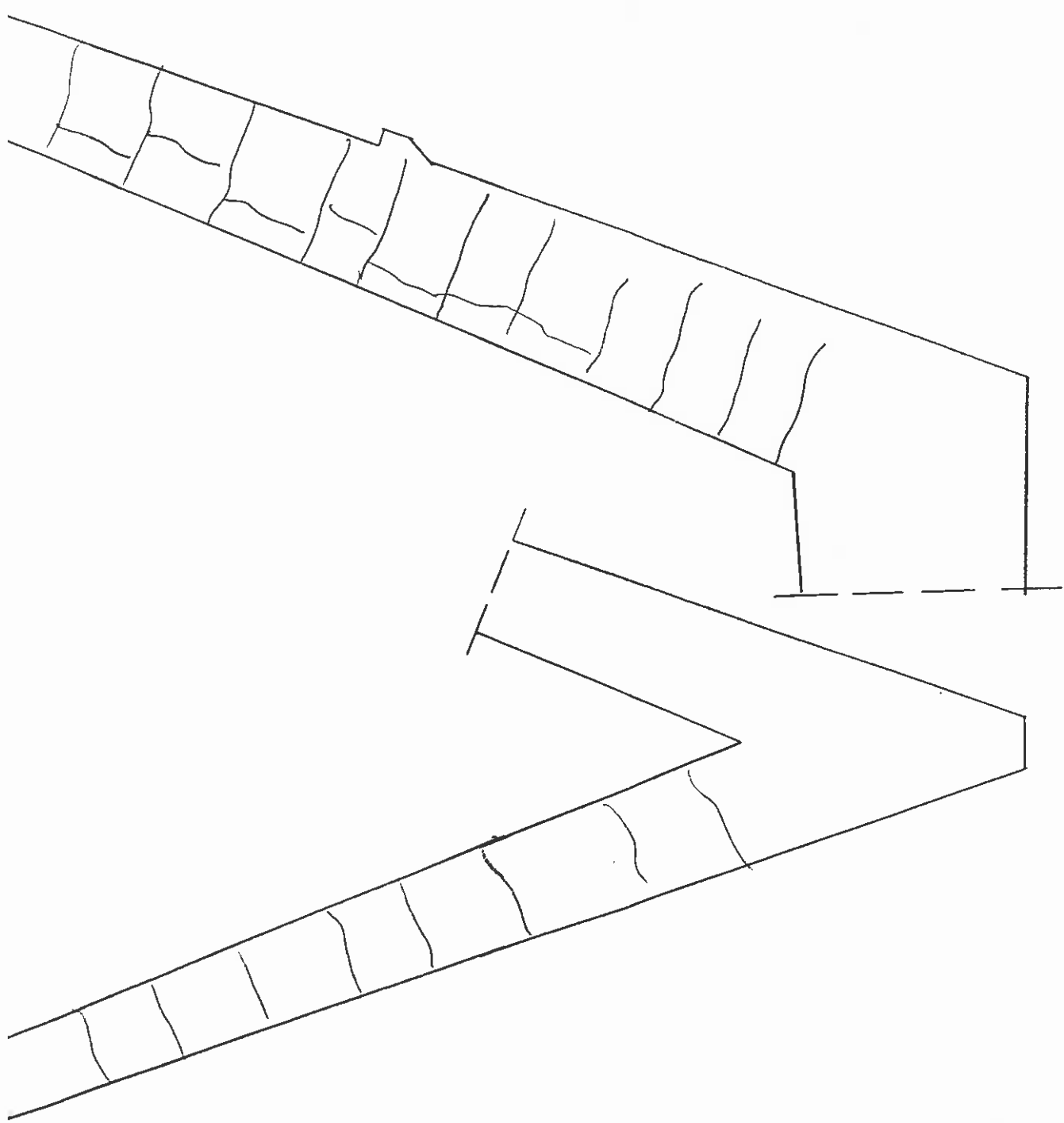


Risse

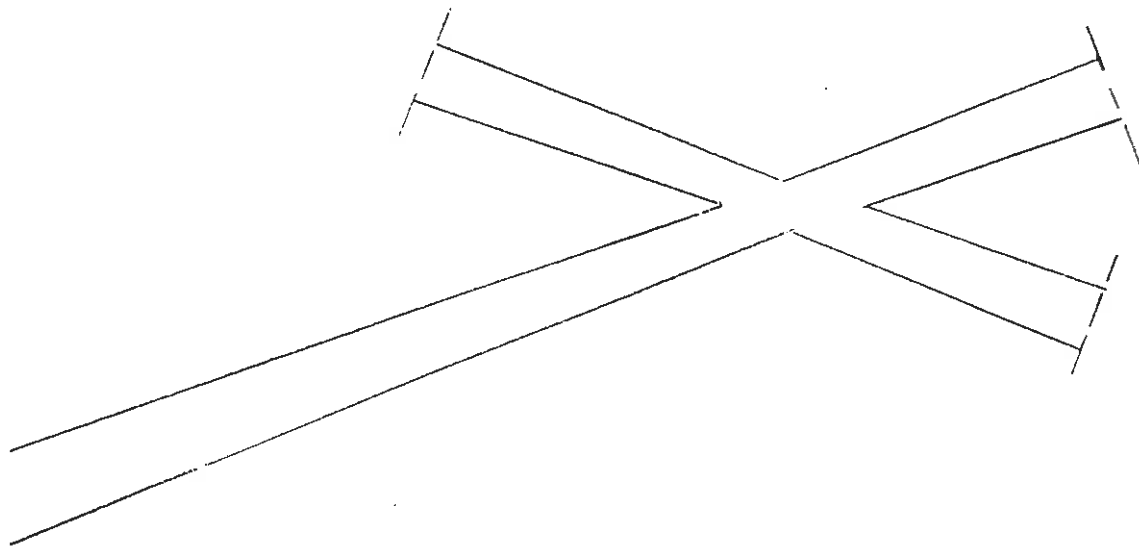
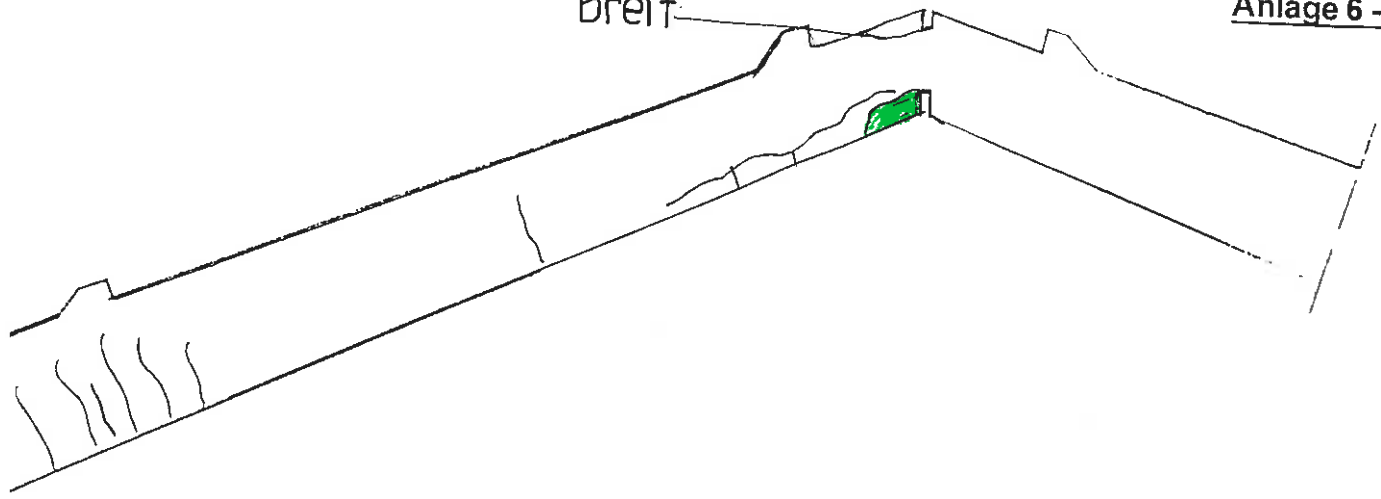
Untersicht



Träger Nr. 9 rechts vorne



breit



Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin - Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

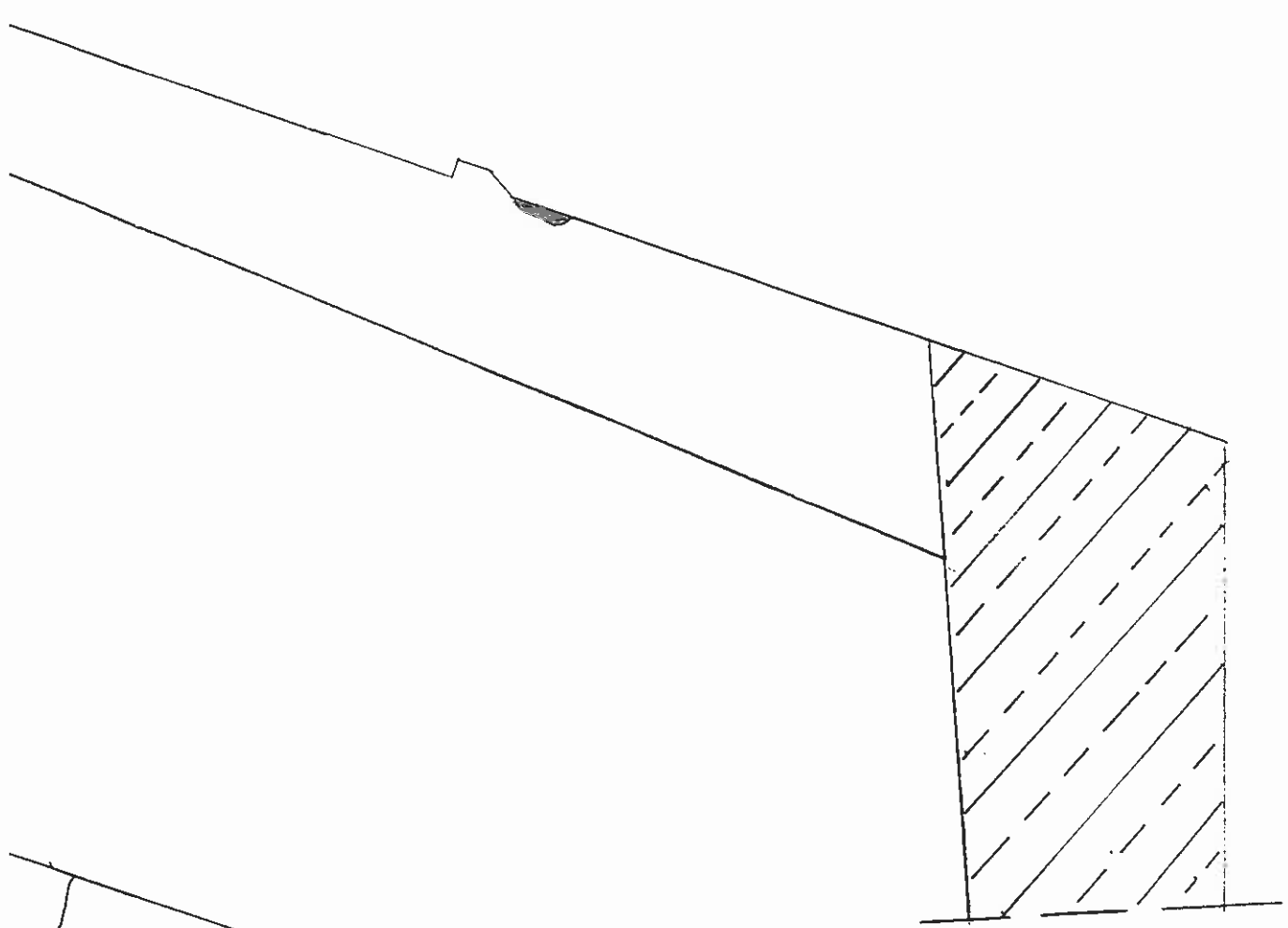


Bereich mit gelockertem Betongefüge

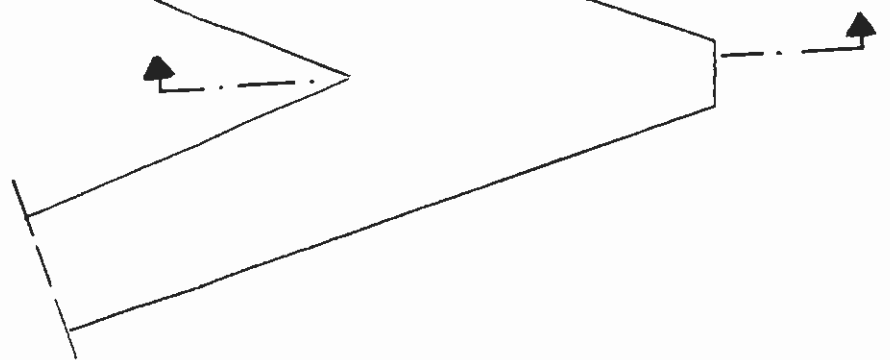


Risse

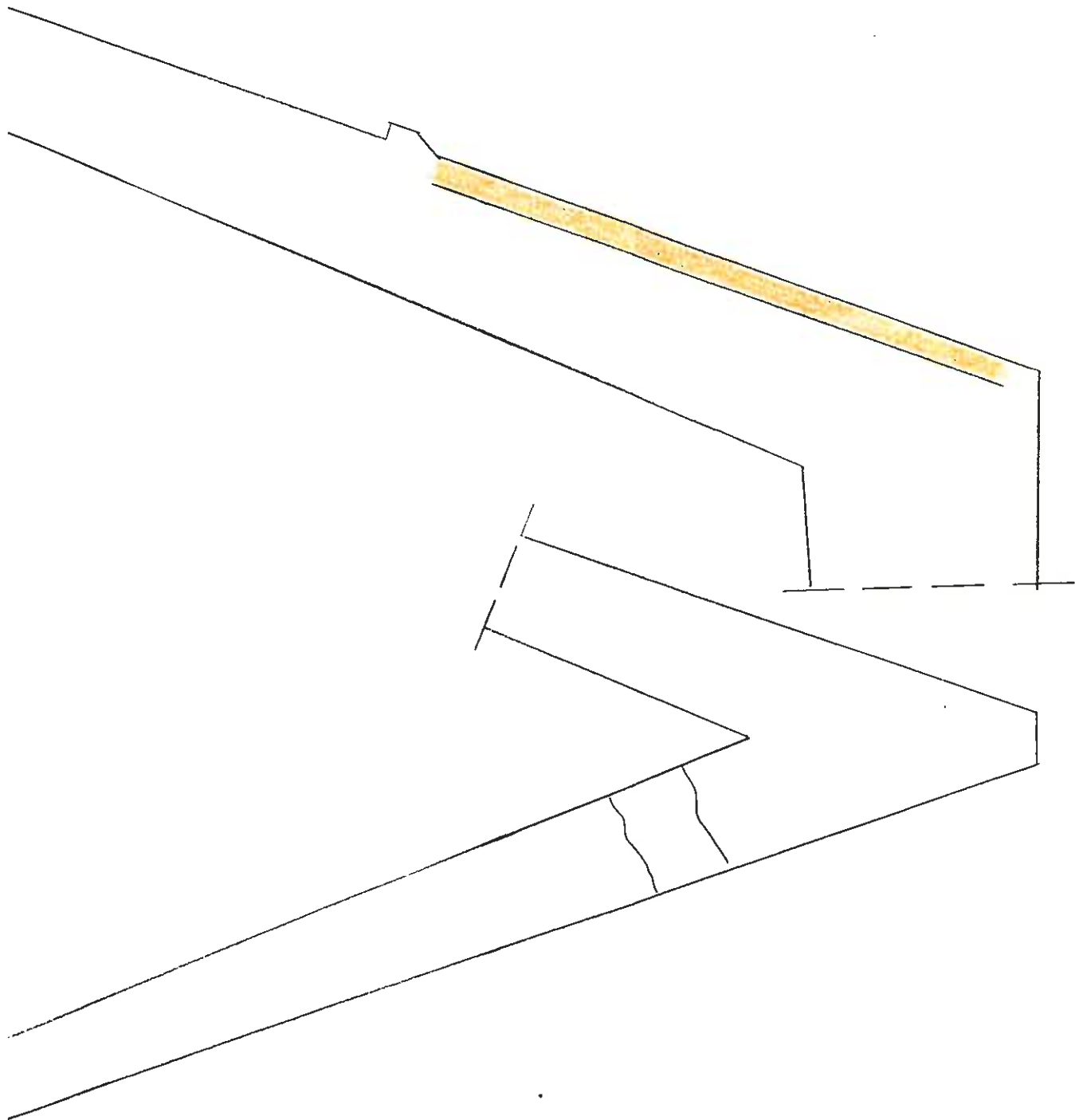
Träger Nr.10 rechts vorne

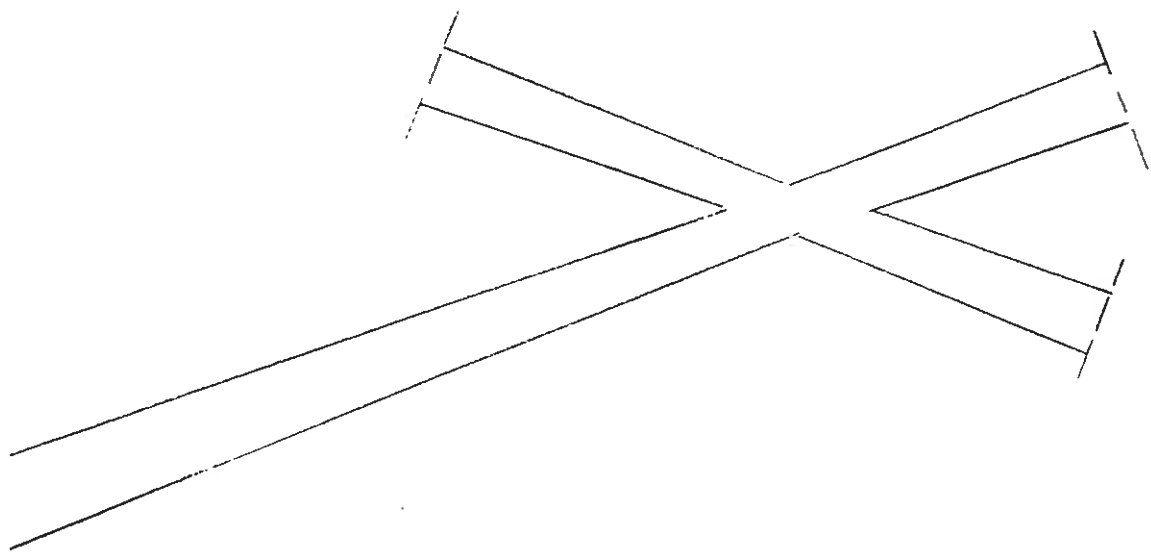
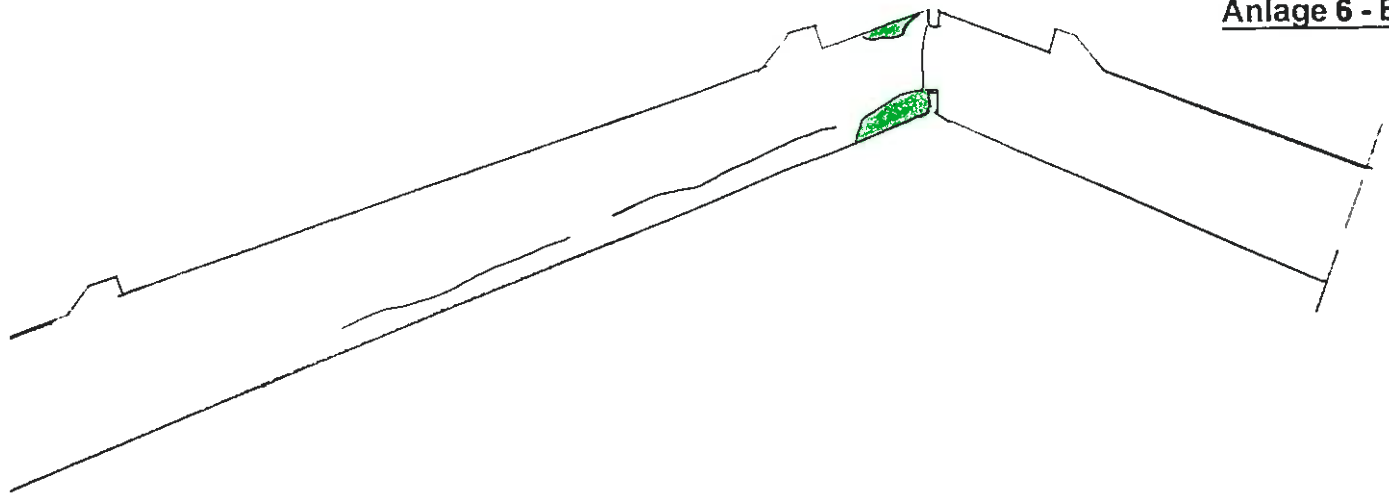


Untersicht



Träger Nr.11 rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder
LEGENDE



Abplatzung (ev. mit sichtbarer Bewehrung)

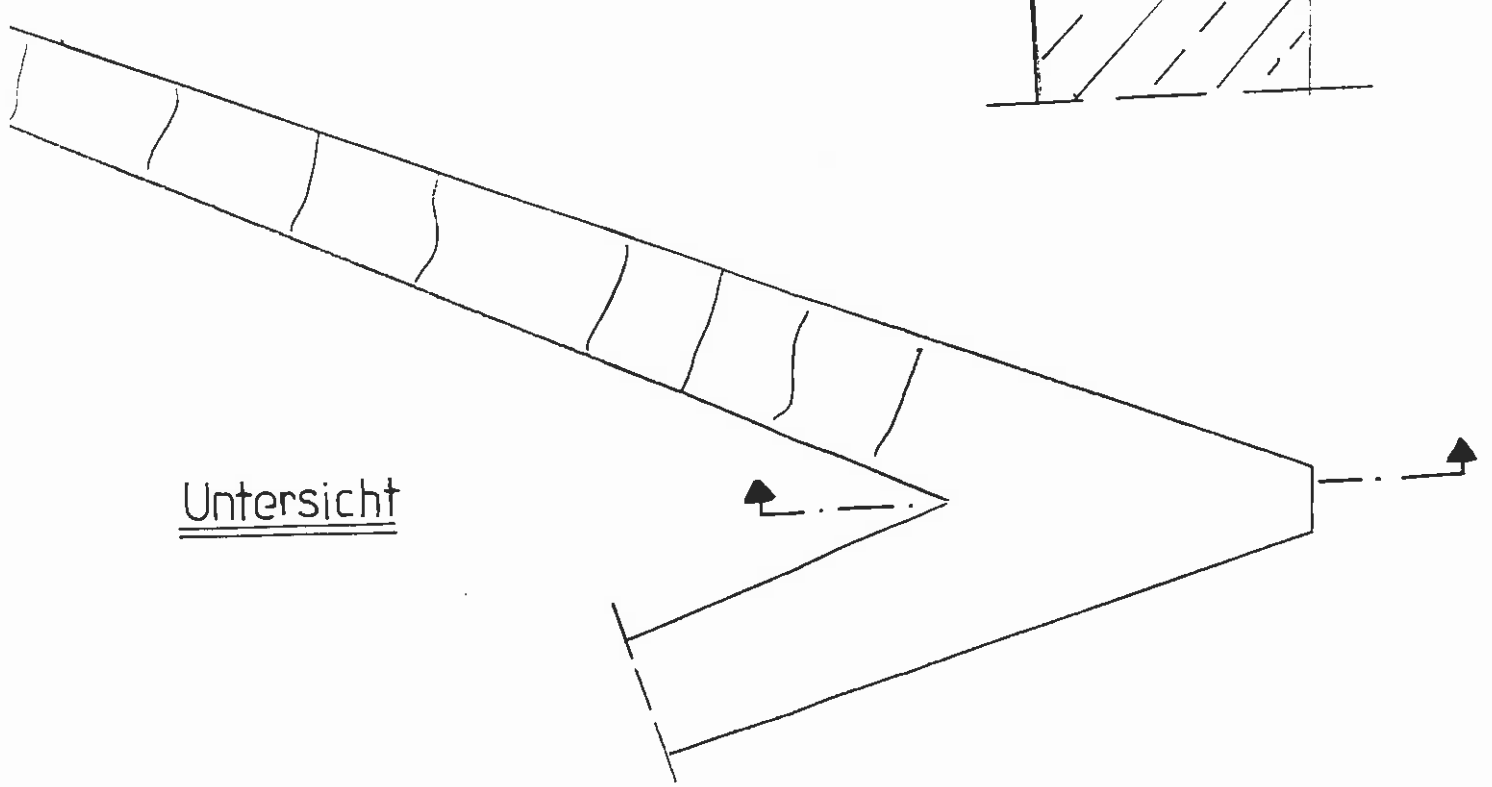
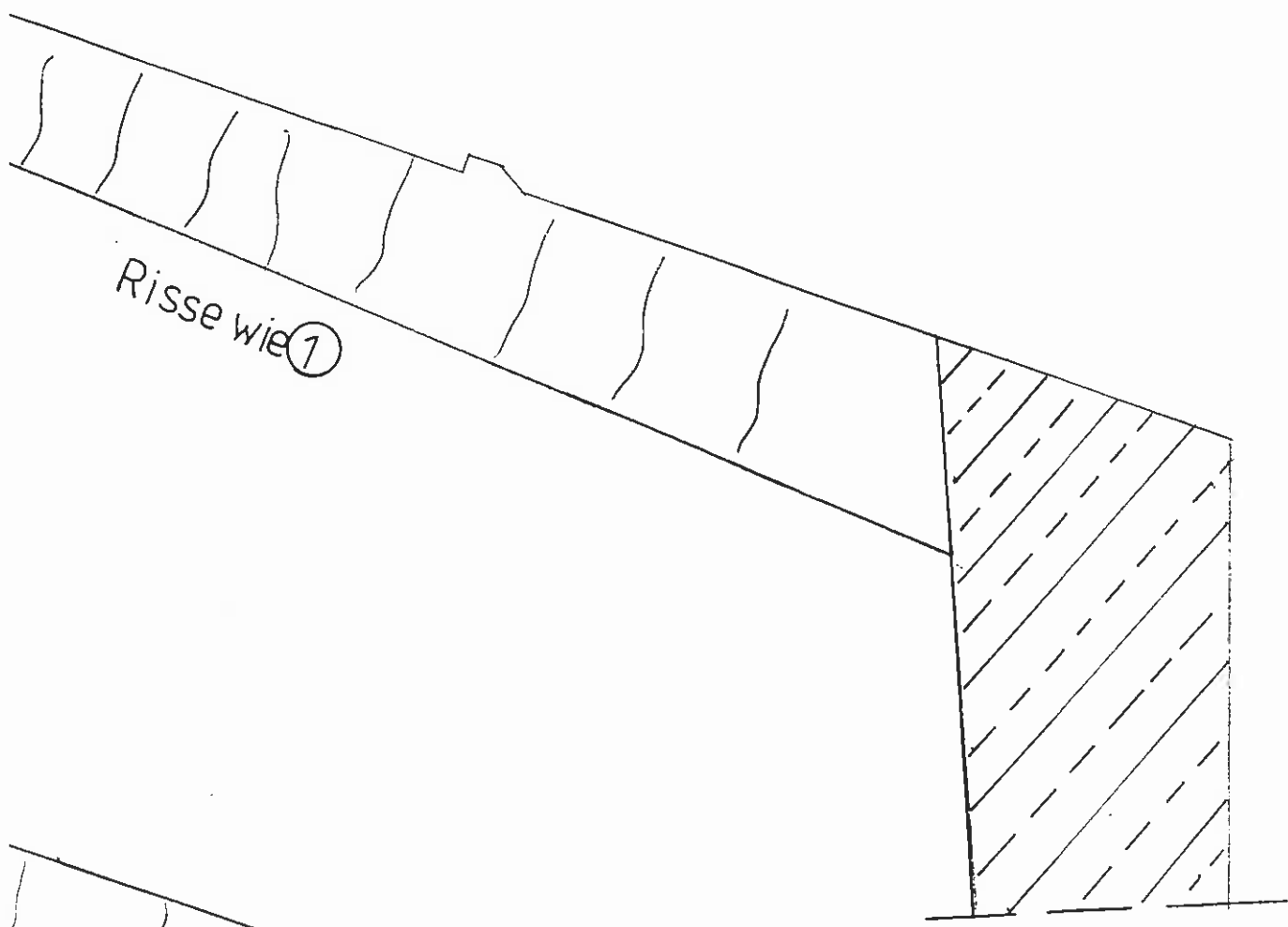


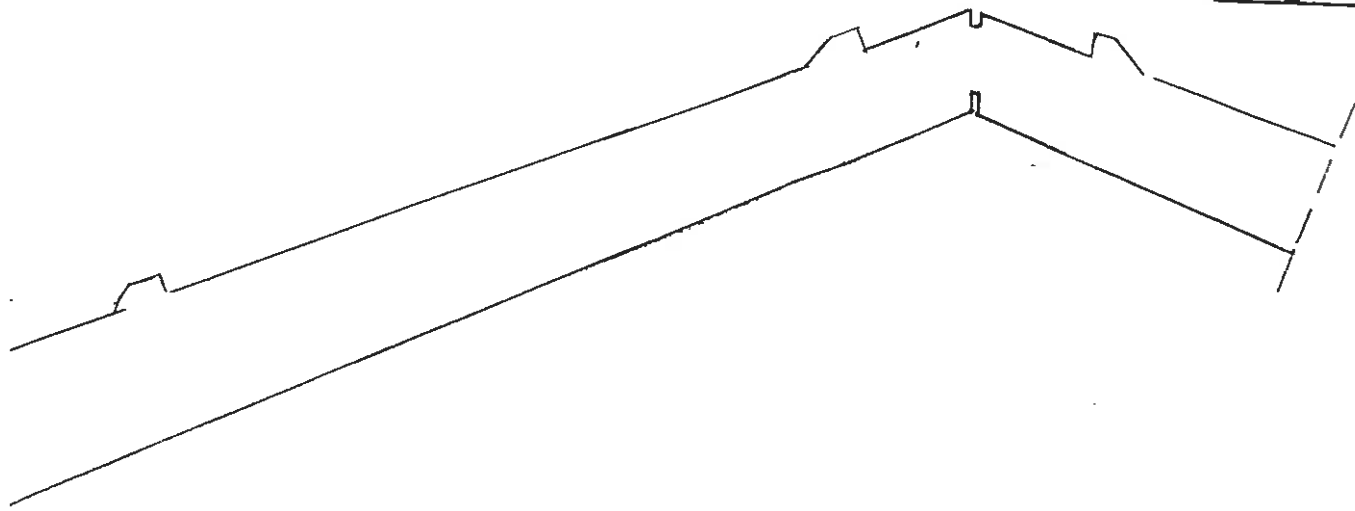
Bereich mit gelockertem Betongefüge



Risse

Träger Nr.12 rechts vorne





Dokumentation des Brandschadens
St. Vicelin – Stahlbetonbinder

LEGENDE



Abplatzung (ev. sichtbarer Bewehrung)

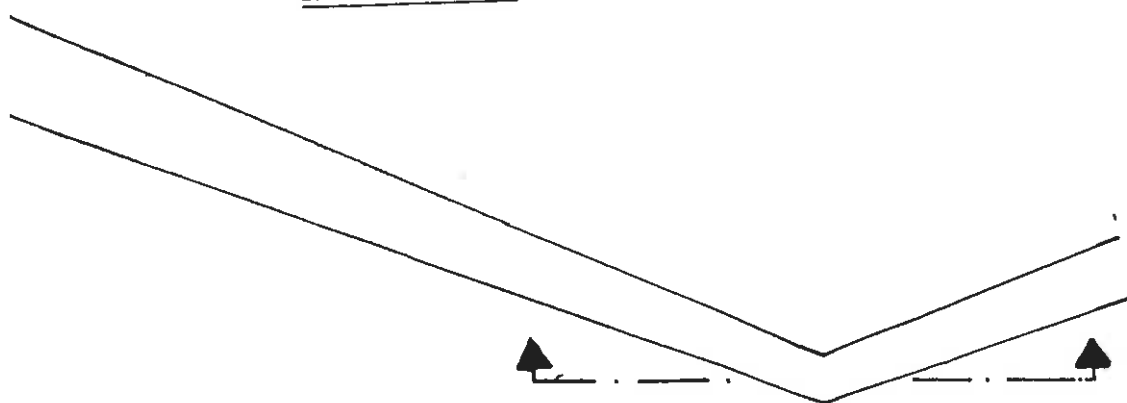


Bereich mit gelockertem Betongefüge

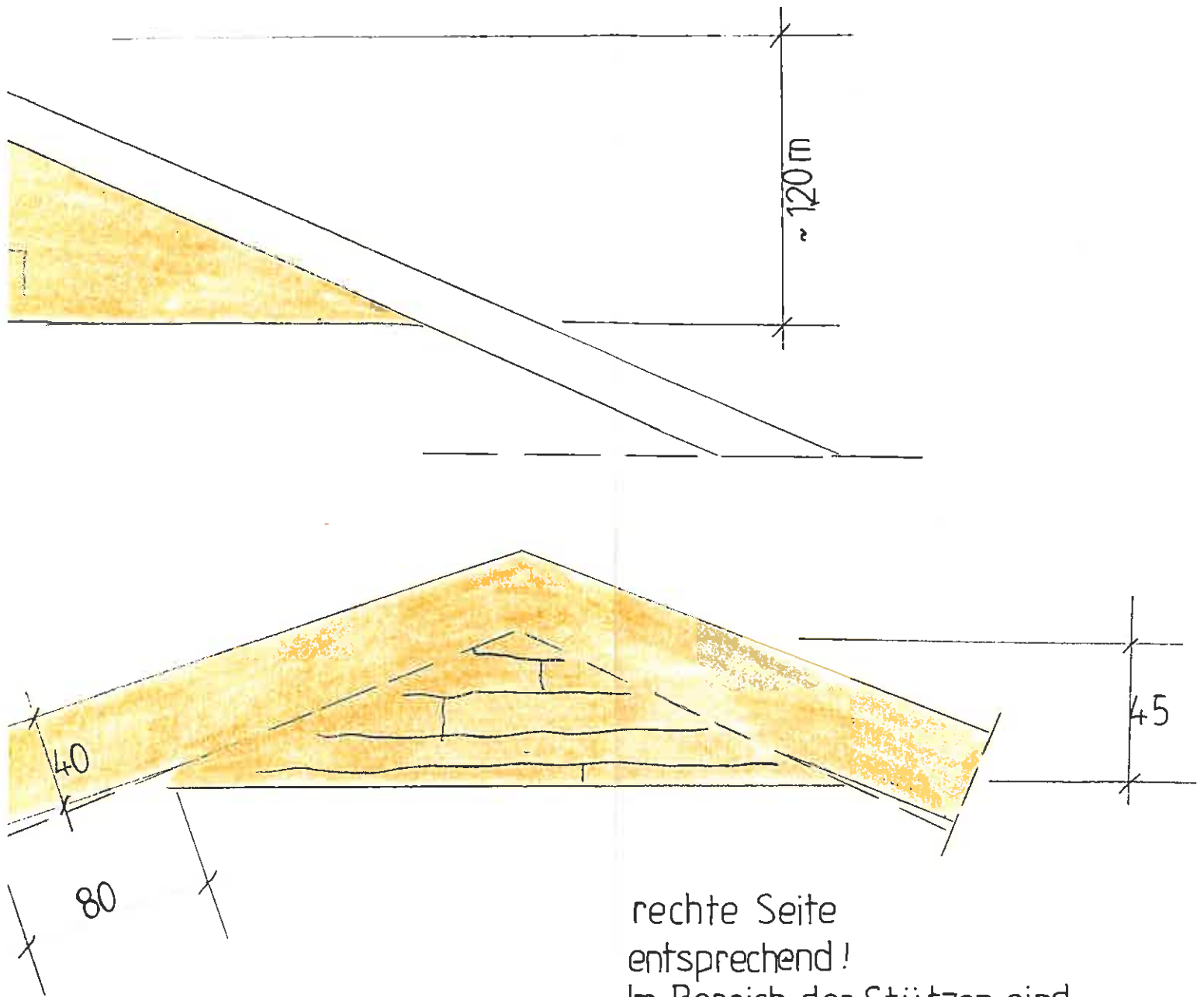


Risse

Untersicht



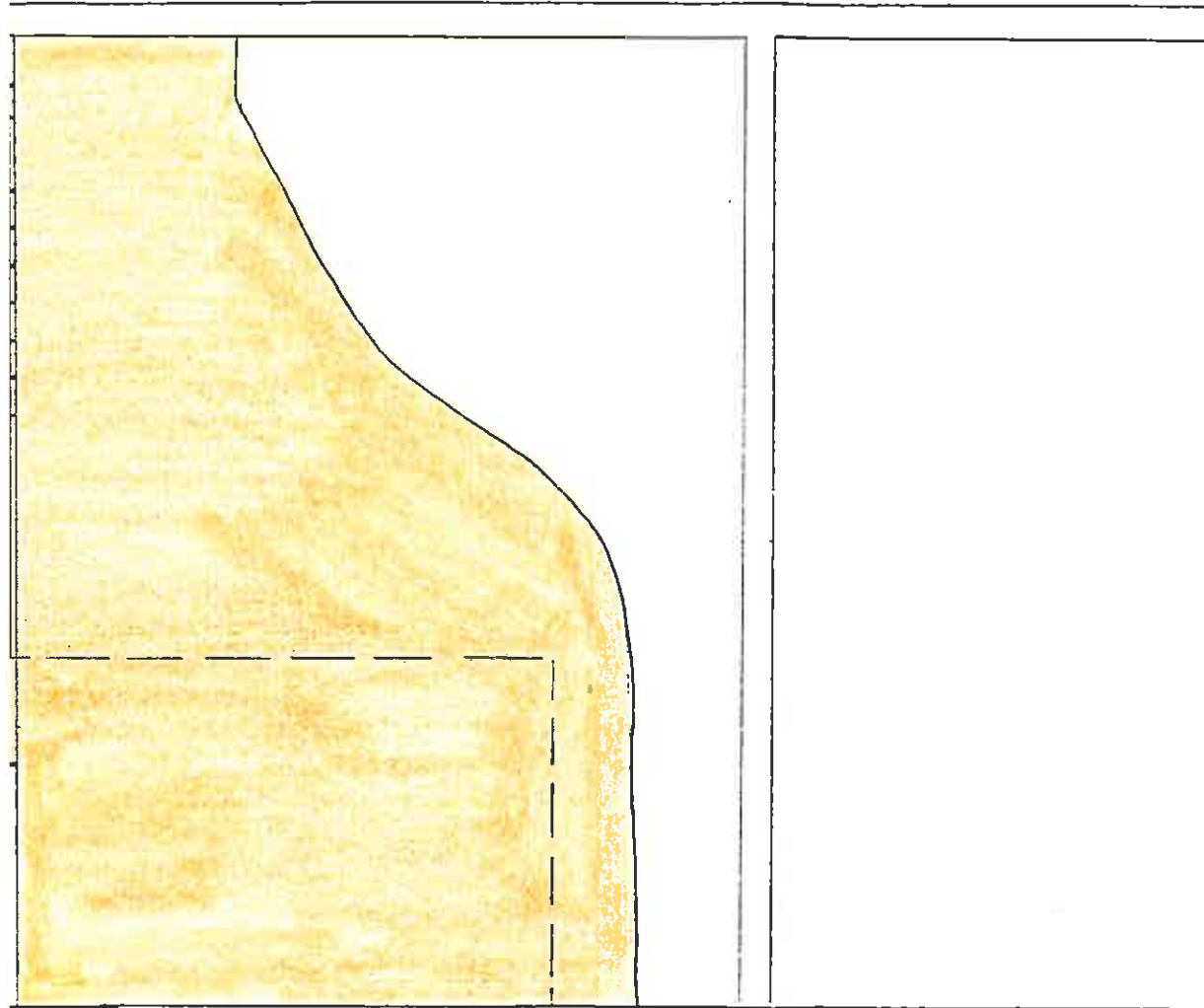
- ANLAGE 7 -



rechte Seite
entsprechend!
Im Bereich der Stützen sind
durchgehende Risse im MW.

LEGENDE

 gelockertes
Mauerwerksgefüge



Stütze

Brandschäden an
Fassadenverblendung und
Stütze im Bereich des
ehemaligen Schuppens

Anlage 9



Bild 1



Bild 2

Anlage 9

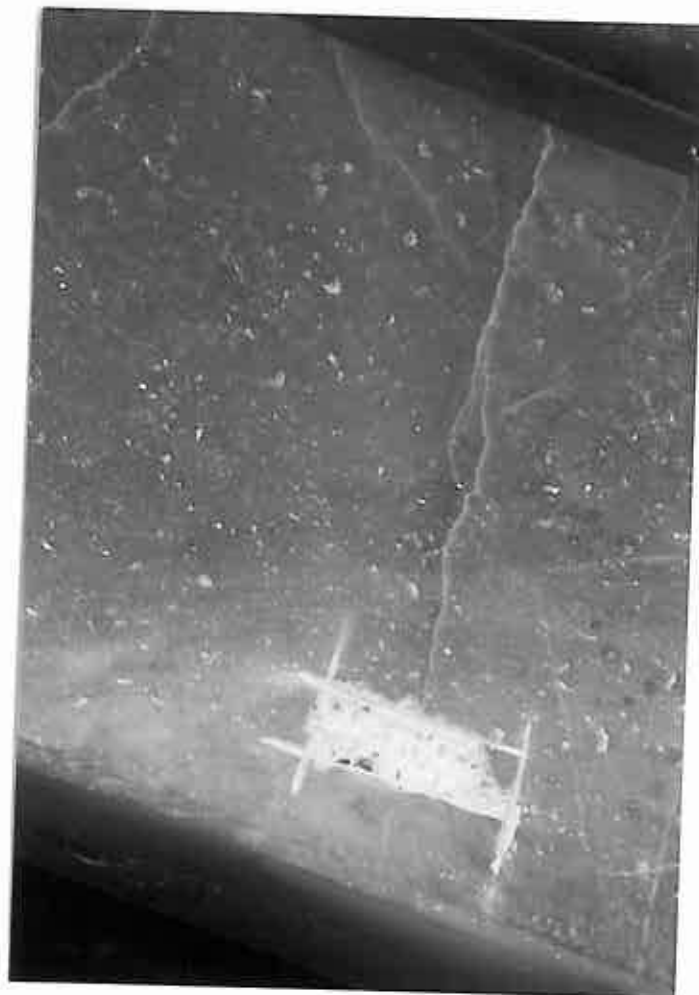


Bild 3

Anlage 9



Bild 4

Anlage 9



Bild 5

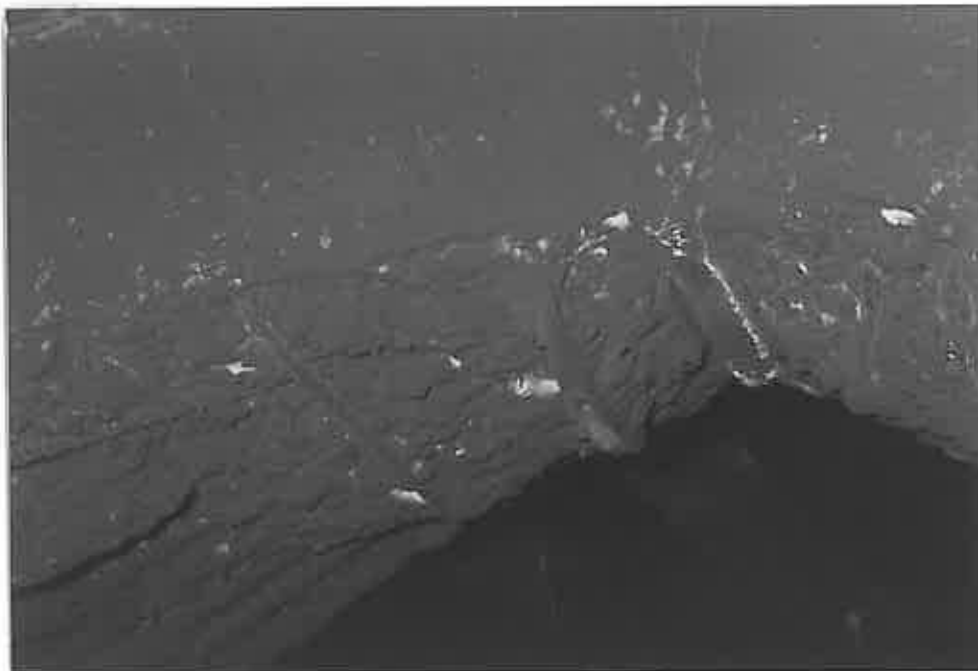


Bild 6

Anlage 9



Bild 7

Anlage 9



Bild 8



Bild 9

Anlage 9



Bild 10

Anlage 9



Bild 11



Bild 12

Anlage 9



Bild 13

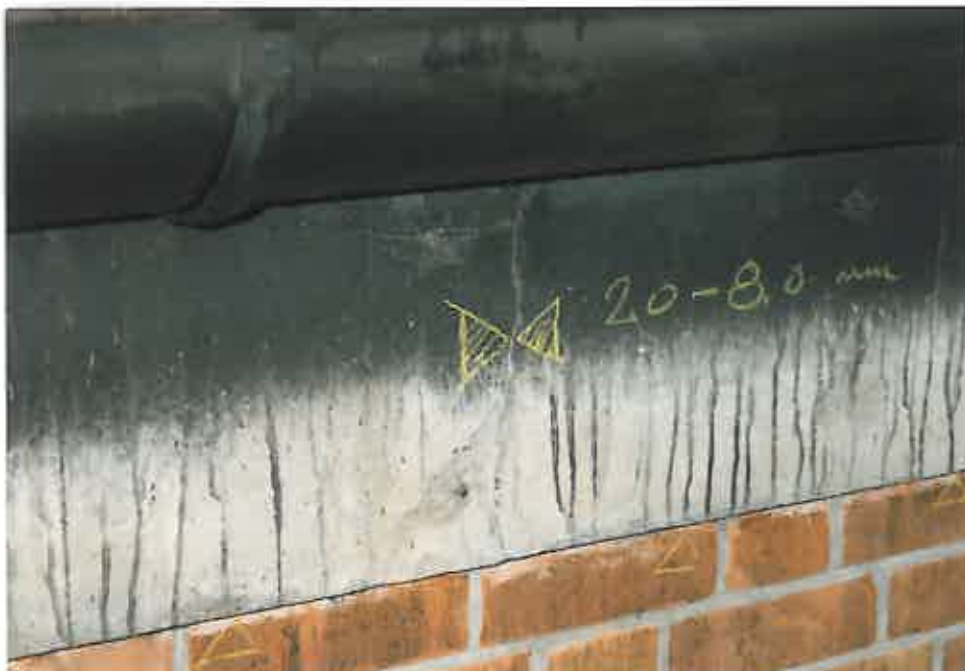


Bild 14

Anlage 9



Bild 15

Anlage 9



Bild 16



Bild 17

Anlage 9



Bild 18

		Beton									
		Prüfung nach DIN 1048 Teil 2 und Teil 4						10 Blatt Nr. 1			
Niederlassung ¹⁾ /Werk ¹⁾ /Baustelle ¹⁾		Baustellenbeton 1955									
Bauwerk		St. Vicelin Kirche, HL						Festigkeitsklasse (Soll) B 225			
Mischungsberechnung ¹⁾ /Betonart ¹⁾ Nr.		TB-Werk									
Betonverarbeitung, -nachbehandlung, Erhärtungsverhältnisse:											
Herstelltag:		Prüftag:		Prüfalter:		Tage					
Prüfgerät:		Typ:				Fabrik-Nr.:					
Überprüfung mit Prüfaboß am Prüftag:		Istwert:		Sollwert:							
Bauteil ¹⁾		Stb.-Binder									
Prüfbereich ¹⁾		Firstbereich									
Meßstelle	Kennzeichen	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Zustand										
Schlagrichtung		0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°
Prüfwerte	1	40	36	34	44	27	39	40	41	41	44
	2	44	36	38	39	37	39	42	39	38	45
	3	43	39	32	44	38	43	42	43	40	45
	4	42	39	38	38	40	35	40	37	37	43
	5	43	39	45	43	40	39	39	43	36	45
	6	42	38	39	39	39	40	43	44	39	45
	7	37	43	39	39	39	40	31	38	33	38
	8	41	39	40	37	42	40	43	43	38	39
	9	43	38	41	39	40	39	37	47	41	41
	10	42	43	37	42	40	36	40	40	35	41
Meßstellenwert R_m		41,7	39,0	38,3	40,4	38,2	39,0	39,7	41,5	37,8	42,6
Korrekturwert für Schlagrichtung		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Korrigierter Meßstellenwert R_m		41,7	39,0	38,3	40,4	38,2	39,0	39,7	41,5	37,8	42,6
Prüfbereichswert \bar{R}_m		39,8									
β_{w200} gem. Bezugsgerade $W^{1)}/B^{1)}$ aus Vordruck 11, Blatt Nr.											
Festigkeitsklasse gem. Tabelle 2 ¹⁾ /Bezugsgerade ¹⁾		B25									
β_{w200} für Bezugsgerade $W^{1)}/B^{1)}$ aus Vordruck 9, Blatt Nr.											
Bemerkungen: Lageskizze der Meßstellen, Bohrkernentnahmegerat usw.:											

Vordruck 10

Vertrieb: Beton-Verlag GmbH, 4 Düsseldorf 11, Düsseldorf Straße 8, Postfach 450
Urheberrechtlich geschützt / Nachdruck verboten - Bestell-Nr. 11/10

1) Nichtzutreffendes streichen

Beton

Prüfung nach DIN 1048 Teil 2 und Teil 4

Blatt Nr. 2

Niederlassung¹⁾/Werk¹⁾/Baustelle¹⁾ Baustellbeton 1955

Bauwerk St. Vivaldi Kirche, HL Festigkeitsklasse (Soll) B 225

Mischungsberechnung¹⁾/Betonsorte¹⁾ Nr. _____ TB-Werk _____

Betonverarbeitung, -nachbehandlung, Erhärtungsverhältnisse:

Herstelltag: _____ Prüftag: _____ Prüfalter: _____ Tage

Prüfgerät: _____ Typ: _____ Fabrik-Nr.: _____

Überprüfung mit Prüfbolzen am Prüftag: Istwert: _____ Sollwert: _____

Bauteil¹⁾ Stb. - Binder
 Prüfbereich¹⁾ 11 - 16 Firstbereich
17 - 20 Traufbereich

Meßstelle	Kennzeichen	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	Zustand										

Schlagrichtung 0° 0° 20° 20° 20° 20° 20° 20° 20° 0° 20°

Prüfwerte	Rückprallstrecke R	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		42	38	52	43	51	52	54	51	47	43
43	37	53	49	54	49	50	56	44	45		
40	37	45	47	49	52	52	53	36	45		
35	37	47	49	48	52	55	54	42	44		
39	39	48	52	47	53	55	51	40	45		
38	40	42	50	52	51	54	53	38	45		
39	39	48	49	47	51	54	52	45	46		
41	34	51	53	46	52	53	56	40	47		
41	38	48	49	52	51	55	49	44	47		
40	39	51	50	51	52	55	57	39	48		

Meßstellenwert R_m 39,8 37,8 48,5 49,1 49,7 51,2 53,7 53,2 41,5 45,5

Korrekturwert für Schlagrichtung / / -3 -3 -3 -3 -3 -3 / -3

Korrigierter Meßstellenwert R_m 39,8 37,8 45,5 46,1 46,7 48,2 50,7 50,2 41,5 42,5

Prüfbereichswert \bar{R}_m 44,9

β_{w200} gem. Bezugsgerade $W^{1)} / B^{1)}$ N/mm²
 aus Vordruck 11, Blatt Nr. _____

Festigkeitsklasse gem. Tabelle 2¹⁾/Bezugsgerade¹⁾ B25

β_{w200} für Bezugsgerade $W^{1)} / B^{1)}$ N/mm²
 aus Vordruck 9, Blatt Nr. _____

Bemerkungen: Lageskizze der Meßstellen, Bohrkernentnahmegert usw.:

Vordruck 10

Vertrieb: Beton-Verlag GmbH, 4 Düsseldorf 11, Düsseldorf Strabe 8, Postfach 450
 Urheberrechtlich geschützt / Nachdruck verboten - Bestell-Nr. II/10

1) Nichtzutreffendes streichen

		Beton									
		Prüfung nach DIN 1048 Teil 2 und Teil 4							10 Blatt Nr. <u>3</u>		
Niederlassung ¹⁾ / Werk ¹⁾ / Baustelle ¹⁾ : <u>Baustelleneubeton 1955</u>											
Bauwerk <u>St. Yveline Kirche HL</u>										Festigkeitsklasse (Soll) B <u>225</u>	
Mischungsberechnung ¹⁾ / Betonsorte ¹⁾ Nr. _____ TB-Werk _____											
Betonverarbeitung, -nachbehandlung, Erhärtungsverhältnisse:											
Herstelltag: _____ Prüftag: _____ Prüfaller: _____ Tage											
Prüfgerät: _____ Typ: _____ Fabrik-Nr.: _____											
Überprüfung mit Prüfbolzen am Prüftag: Istwert: _____ Sollwert: _____											
Bauteil ¹⁾		<u>Stb.-Binder</u>									
Prüfbereich ¹⁾		<u>21-22 Firstbereich</u> <u>23-30 Traufbereich</u>									
Meßstelle	Kennzeichen	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	Zustand										
Schlagrichtung		0°	0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°
Prüfwerte	1	39	32	46	53	52	46	47	49	46	53
	2	40	40	35	54	52	49	50	53	40	51
	3	40	34	43	50	52	54	45	51	42	50
	4	38	35	45	55	51	52	44	54	44	50
	5	38	34	41	57	51	53	40	49	48	51
	6	41	41	38	50	51	48	38	53	46	54
	7	41	33	43	51	51	51	38	56	43	51
	8	38	38	44	57	45	53	42	50	49	52
	9	35	36	42	57	49	47	45	55	49	57
	10	36	38	45	57	50	49	48	53	53	52
Meßstellenwert R _m		38,6	36,1	42,2	54,1	50,4	50,2	43,7	52,3	46,0	52,1
Korrekturwert für Schlagrichtung		—	—	-4	-3	-3	-3	-4	-3	-3	-3
Korrigierter Meßstellenwert R _m		38,6	36,1	38,2	51,1	47,4	47,2	39,7	49,3	43,0	49,1
Prüfbereichswert \bar{R}_m		43,9									
β _{w200} gem. Bezugsgerade W ¹⁾ / B ¹⁾ aus Vordruck 11, Blatt Nr. _____ N/mm ²											
Festigkeitsklasse gem. Tabelle 2 ¹⁾ / Bezugsgerade ¹⁾		B25									
β _{w200} für Bezugsgerade W ¹⁾ / B ¹⁾ aus Vordruck 9, Blatt Nr. _____ N/mm ²											
Bemerkungen: Lageskizze der Meßstellen, Bohrkernentnahmegerat usw.:											

Vordruck 10

Verlag Beton-Verlag GmbH, 4 Düsseldorf 11, Düsseldorf Straße 8, Postfach 450
Urheberrechtlich geschützt / Nachdruck verboten - Blatt-Nr. 1/10

1) Nichtzutreffendes streichen

		Beton									⑩ Blatt Nr. <u>4</u>	
		Prüfung nach DIN 1048 Teil 2 und Teil 4										
Niederlassung ¹⁾ /Werk ¹⁾ /Baustelle ¹⁾ <u>Baustelleneubeton 1955</u>												
Bauwerk <u>S. Vialer Kirche HL</u>										Festigkeitsklasse (Soll) <u>B 225</u>		
Mischungsberechnung ¹⁾ /Betonsorte ¹⁾ Nr. _____ TB-Werk _____												
Betonverarbeitung, -nachbehandlung, Erhärtungsverhältnisse:												
Herstelltag: _____ Prüftag: _____ Prüfalter: _____ Tage												
Prüfgerät: _____ Typ: _____ Fabrik-Nr.: _____												
Überprüfung mit Prüfaboß am Prüftag: Istwert: _____ Sollwert: _____												
Bauteil ¹⁾		Stb - Binder										
Prüfbereich ¹⁾		Firstbereich										
Meßstelle	Kennzeichen	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	
	Zustand											
Schlagrichtung		>0°	>0°	0°	0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	
Prüfwerte	Rückprallstrecke R	1	46	42	42	36	49	51	48	42	40	42
		2	45	46	41	42	55	54	45	44	42	42
		3	45	47	46	40	55	49	45	47	38	39
		4	46	48	42	40	53	48	42	47	37	44
		5	46	46	39	45	53	53	47	51	38	43
		6	43	46	42	44	52	52	43	45	36	42
		7	49	47	44	41	55	52	43	47	37	38
		8	44	47	44	43	54	50	45	48	33	40
		9	40	46	44	37	54	53	45	46	34	42
		10	44	46	43	45	52	50	45	47	42	43
Meßstellenwert R _m		44,8	46,1	42,7	41,3	53,2	51,2	44,8	46,4	37,7	41,5	
Korrekturwert für Schlagrichtung		-4	-3	—	—	-3	-3	-4	-3	-4	-4	
Korrigierter Meßstellenwert R _m		40,8	43,1	42,7	41,3	50,2	48,2	40,8	43,4	33,7	37,5	
Prüfbereichswert \bar{R}_m		42,2										
β w ₂₀₀ gem. Bezugsgerade W ¹⁾ / B ¹⁾ aus Vordruck 11, Blatt Nr. _____		N/mm ²										
Festigkeitsklasse gem. Tabelle 2 ¹⁾ / Bezugsgerade ¹⁾		B25										
β w ₂₀₀ für Bezugsgerade W ¹⁾ / B ¹⁾ aus Vordruck 9, Blatt Nr. _____		N/mm ²										
Bemerkungen: Lageskizze der Meßstellen, Bohrkernentnahmegesät usw.:												

Vordruck ⑩

Vertrieb: Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 11, Düsseldorf, Straße 8, Postfach 450
Urheberrechtlich geschützt / Nachdruck verboten - Bestell-Nr. 11/10

1) Nichtzutreffendes streichen

		Beton									
		Prüfung nach DIN 1048 Teil 2 und Teil 4							⑩ Blatt Nr. <u>5</u>		
Niederlassung ¹⁾ /Werk ¹⁾ /Baustelle ¹⁾ : <u>Baustelleneubeton 1955</u>											
Bauwerk: <u>St. Violina Kirche HL</u>							Festigkeitsklasse (Soll) <u>B 225</u>				
Mischungsberechnung ¹⁾ /Betonsorte ¹⁾ Nr. _____ TB-Werk _____											
Betonverarbeitung, -nachbehandlung, Erhärtungsverhältnisse:											
Herstelltag: _____ Prüftag: _____ Prüfalter: _____ Tage											
Prüfgerät: _____ Typ: _____ Fabrik-Nr.: _____											
Überprüfung mit Prüfbolzen am Prüftag: Istwert: _____ Sollwert: _____											
Bauteil ¹⁾		Stb-Binder / Stütze									
Prüfbereich ¹⁾		41-44, Firstbereich 45-48 Traufbereich 49 Vergleichswert aus Stütze									
Meßstelle	Kennzeichen	41	42	43	44	45	46	47	48	49	
	Zustand										
Schlagrichtung		>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	>0°	0°	
Prüfwerte	Rückprallstrecke R	1	43	45	41	33	50	44	49	48	47
		2	45	48	46	46	43	46	47	53	45
		3	46	45	43	44	46	51	46	53	47
		4	45	43	42	43	55	50	52	51	46
		5	48	47	44	43	52	47	49	53	42
		6	42	47	42	45	44	53	47	45	46
		7	47	41	41	46	52	47	45	51	49
		8	47	45	41	47	50	47	48	52	46
		9	46	46	42	44	52	48	48	51	47
		10	49	45	42	43	54	48	43	54	46
Meßstellenwert R _m		45,8	45,2	42,4	43,4	49,8	48,1	47,5	51,1	46,1	
Korrekturwert für Schlagrichtung		-3	-3	-4	-4	-3	-3	-3	-3	—	
Korrigierter Meßstellenwert R _m		42,8	42,2	38,4	39,4	46,8	45,1	44,5	48,1	46,1	
Prüfbereichswert \bar{R}_m		43,7									
β _{w200} gem. Bezugsgerade W ¹⁾ / B ¹⁾ aus Vordruck 11, Blatt Nr. _____ N/mm ²											
Festigkeitsklasse gem. Tabelle 2 ¹⁾ /Bezugsgerade ¹⁾		B 25									
β _{w200} für Bezugsgerade W ¹⁾ / B ¹⁾ aus Vordruck 9, Blatt Nr. _____ N/mm ²											
Bemerkungen: Lageskizze der Meßstellen, Bohrkernentnahmegerat usw.:											

Vordruck ⑩

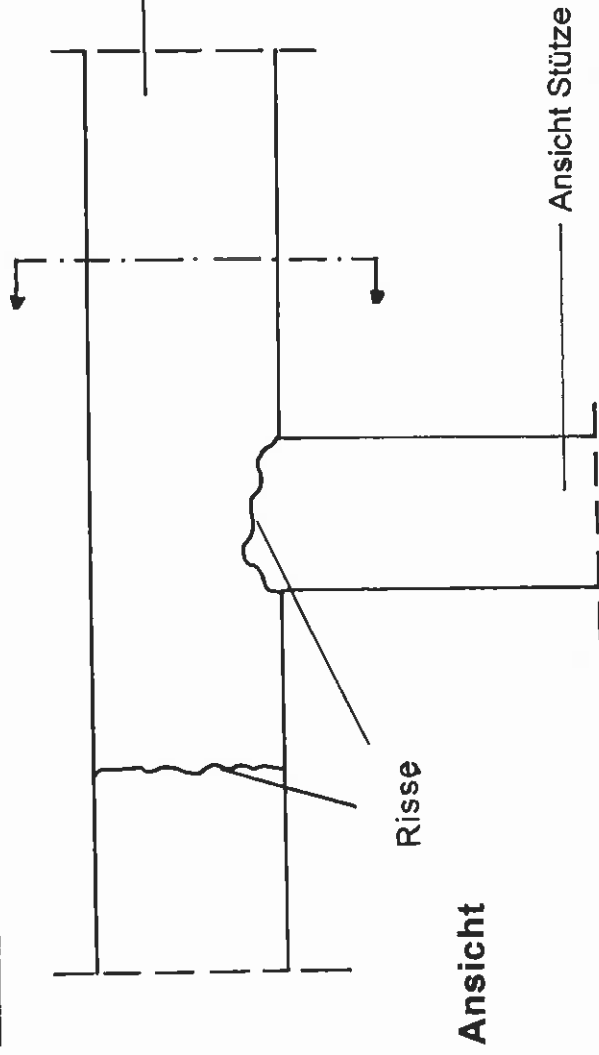
Vertrieb: Beton-Verlag GmbH, 4 Düsseldorf 11, Düsseldorf, Straße 8, Postfach 450
Urheberrechtlich geschützt / Nachdruck verboten - Bestell-Nr. B 70

1) Nichtzutreffendes streichen

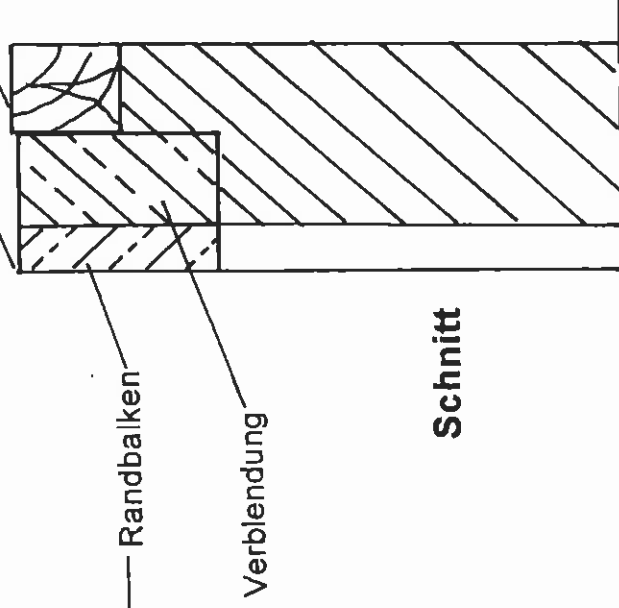
Projekt:

Diplomarbeit

Anlage 11



Seite A11



Schnitt

Darstellung der Schäden
an der Verbindungsstelle
Stütze - Randbalken

4. Instandsetzungskonzept

4.1 Allgemeines

Bei der lübecker St. Vicelin-Kirche handelt es sich um einen Bau aus den 50er Jahren. Die Planung stammt aus dem Jahr 1955. In der Vergangenheit sind häufig achtlos Bauwerke aus der Nachkriegszeit im Zuge der Modernisierung der Städte abgerissen und durch neue ersetzt worden, weil sie als nicht erhaltenswert angesehen wurden. Nach meiner Meinung sollte die St. Vicelin-Kirche aber nicht nur als ein Baudenkmal aus der Nachkriegszeit erhalten werden, sondern auch, aufgrund ihres Entwurfes als besonderes Zeugnis der Stahlbetonbaukunst. Vermutlich hat der Architekt bei dem Entwurf der tragenden Stahlbetonkonstruktion versucht einen Bezug zu alten, mit Bogengewölben versehenen sakralen Bauten herzustellen. Indem die Stahlbetonbinder jeweils im First zusammenlaufen und so ein sichtbares Rombenmuster bilden, legen sie einen solchen Bezug nahe.

4.1 Stahlbetonbauteile

Alle in diesem Abschnitt gemachten Angaben zur Sanierung werden in dem Leistungsverzeichnis des 6. Abschnittes präzisiert.

- Reinigung sämtlicher verrußter Flächen mit Hochdruckreiniger oder noch zu wählendem Spezialverfahren
- Abklopfen aller vom Brand betroffener Flächen zur Feststellung von losen und schadhafte Stellen
- vorsichtige Entfernung (Die Bewehrung darf nicht beschädigt werden.) aller losen und schadhafte Betonteile mit Elektrohammer und Elektromeißel anschließend Sandstrahlen, um zuverlässig alle losen Teile zu entfernen
- Reprofilieren der Ausbruchstellen mit Spritzbeton gemäß DIN 18551
- Feinmörtelauftrag auf die spritzraue Oberfläche, um eine Anpassung an die bestehende Sichtbetonausführung zu erreichen
- Nachbehandlung der reprofilierten Stellen (Schutz vor frühzeitiger Austrocknung) gemäß Richtlinien zur Nachbehandlung von Beton (DAfStb 1984)

- Reprofilierung der Binderoberseiten mit einem PCC-Mörtel
- Injektion der Risse in den Randbalken mit EP-Harz

4.2 Mauerwerk

Neben den hier aufgeführten Maßnahmen zur Instandsetzung des Mauerwerkes, sollen ebenfalls wärmeschutzverbessernde Maßnahmen nach Abschnitt 5.3 durchgeführt werden.

Zur reinen Wiederherstellung des Originalzustandes sind folgende Maßnahmen zu treffen:

- Abbruch des durch Brandeinwirkung zerstörten und gelockerten Mauerwerks im Bereich des abgebrannten Holzschuppens an der Außenseite der Kirchenlängswand, sowie Abbruch des beschädigten Hinter- und Vormauerwerks im Bereich der Giebelspitze an der Altarseite der Kirche
- Ersatz des Verblendmauerwerks in den vorgenannten Bereichen durch eine dem bisherigen Aussehen entsprechende Ausführung
- Ersatz des Hintermauerwerks im Bereich der Giebelspitze durch eine neue Ausführung
- Putzauftrag in dem vorgenannten Bereich des Giebels

5. Vorschläge zur Verbesserung des Wärme- und Feuchteschutzes

5.1 Vorschriften zum Wärmeschutz

Ähnlich wie im Bereich des Brandschutzes hat sich das Regelwerk bezüglich der Wärmeschutzanforderungen seit der Fertigstellung der Vicelinkirche in den 50er Jahren drastisch verändert. Gesetzliche Vorschriften verfolgen mit ihren Anforderungen v.a. zwei Ziele:

1. **Mindestwärmeschutz:** Einhaltung der Mindestwerte für den Wärmedurchlaßwiderstand $1/\Lambda$ nach DIN 4108 „Wärmeschutz im Hochbau“, um bei normalen

Raumlufttemperaturen und normaler Luftfeuchte ein Auftreten von Tauwasser in schädlichen Mengen zu vermeiden. Diese Vorschrift bestand bereits seit dem Jahr 1952 und musste also bei dem Bau der Vicelin-Kirche zur Anwendung kommen.

2. Erhöhter Wärmeschutz: Aus volkswirtschaftlichen Gründen und zur Reduzierung des Treibhausgases CO_2 , wird der Jahresheizwärmebedarf seit dem 1.01.1995 durch die Wärmeschutzverordnung begrenzt.

In dem hier vorliegenden Fall der bevorstehenden Sanierung eines Gebäudes mit geringer Innentemperatur ohne eine Erweiterung des Gebäudes um mindestens einen beheizten Raum oder Vergrößerung der Nutzfläche um mindestens 10 m^2 , aber mit einer voraussichtlichen Erneuerung der Außenwände um mehr als 20 % mit Einbau von Dämmschichten und der Erneuerung der Dachhaut müssen die Anforderungen der folgenden Tafel 10.8 eingehalten werden.

Tafel 10.8 Begrenzung des Wärmedurchganges bei erstmaligem Einbau, Ersatz und Erneuerung

Zeile	Bauteil	Gebäude mit normalen niedrigen Innentemperaturen k_{max} in $\text{W}/(\text{m}^2\text{K})^1$	
1	a) Außenwände	$k_w \leq 0,50^2$	$\leq 0,75$
	b) Außenwände bei Erneuerungsmaßnahmen mit Außendämmung	$k_w \leq 0,40$	
2	Außenliegende Fenster und Fenstertüren, Dachfenster	$k_f \leq 1,8$	-
3	Decken unter nicht ausgebauten Dachräumen und Decken (einschließlich Dachschrägen), die Räume nach oben oder unten gegen die Außenluft abgrenzen	$k_D \leq 0,30$	$\leq 0,40$
4	Kellerdecken, Wände und Decken gegen unbelüftete Räume, Decken und Wände, die an das Erdreich grenzen	$k_G \leq 0,50$	
¹⁾ Der Wärmedurchgangskoeffizient kann unter Berücksichtigung vorhandener Bauteilschichten ermittelt werden. ²⁾ Die Anforderung gilt als erfüllt, wenn Mauerwerk in einer Wandstärke von 36,5 cm mit Baustoffen mit einer Wärmeleitfähigkeit von $\lambda \leq 0,21 \text{ W}/(\text{mK})$ ausgeführt wird.			

5.2 Wärme- und Feuchteschutzmaßnahmen vor dem Brand

Alle Angaben, den Zustand der Wärmeschutzmaßnahmen, bzw. des Feuchteschutzes betreffend, entstammen den Angaben von Herrn Dipl.-Ing. Werner, Mitarbeiter des Baureferates des Erzbistums Schleswig-Holstein in Neumünster.

- Das Außenmauerwerk der Vicelinkirche befindet sich im Originalzustand. Es besteht aus 24 cm Hintermauerwerk aus Kalksandstein und einer ohne Fuge vorgemauerten Schale aus 11,5 cm dicken Ziegelverblendern. Ein Mauerwerk

mit einem solchen Aufbau ist mit einem k -Wert von $k_w = 1,56 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ (siehe Anlage 12.1) bezogen auf den Wärmeschutz viel zu ungünstig gewählt. Gemäß Tafel 10.8 muß der k -Wert der verbesserten Wand bei $k_w \leq 0,75 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ liegen.

Etwa seit den 80er Jahren traten in den mittleren Wandfeldern der Kirche (etwa im Bereich zwischen den Stützen Nr. 2 - 5, siehe Anlage 4 zu Abschnitt 3) massive Feuchteschutzprobleme auf, die sich in Form von Stockflecken über weite Teile der Wandhöhe bemerkbar machten. Die Lage der Stockflecken in der Kirchenschiffmitte erklärt sich aus der Tatsache, daß in diesem Bereich v.a. die Menschenansammlung bei Gottesdiensten konzentriert war und die Fenster nur an den Stirnseiten der Kirche angeordnet sind. Deshalb konnte in diesem Bereich besonders viel Kondensat gebildet werden und dazu noch, durch die weit entfernten Lüftungsmöglichkeiten, schlecht wieder abgeführt werden. Der Zeitpunkt des Auftretens dieser Probleme ist auch auf den Einbau von neuen Fenstern (siehe folgender Punkt) zurückzuführen, da, durch die neuen, dichten Fenster die ungewollte Lüftungswirkung der alten, möglicherweise nicht ganz dichten Fenster, aufgehoben wurde.

Die Ursachen für den Tauwasserausfall liegen in verschiedenen Faktoren begründet:

- der geringe Wärmedämmwert der Wand, der mit einem k -Wert von $1,56 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ weit über den heute vorgeschriebenen Werten liegt
- die stetig geringe Innentemperatur, die nur an Nutzungstagen auf $15 \text{ }^\circ\text{C}$ erhöht wurde und nach Nutzungsende durch Herunterfahren der Heizung unmittelbar wieder abgekühlt wurde
- an Nutzungstagen hielt sich eine größere Menge von Menschen in der Kirche auf

Durch den geringen Dämmwert der Wand war diese stets sehr kalt, d.h. der Sättigungsdruck des Wassers ist in diesem Bereich gering, und die Feuchtigkeit, die die Kirchenbesucher im Raum hinterlassen, schlägt sich auf der Wandoberfläche nieder (siehe Anlagen 12.1 u. 13.1). Das wird noch zusätzlich dadurch begünstigt, daß die Innentemperatur nach Gottesdienstende unmittelbar wieder heruntergefahren wird.

Die tatsächliche Höhe der relativen Luftfeuchte für die Berechnung des Taupunktes läßt sich wie folgt ermitteln:

An jedem Wochenende fanden am Samstag und Sonntag Gottesdienste statt. Beim sonntäglichen Gottesdienst waren an sechs aufeinanderfolgenden Sonntagen beispielsweise laut der Aussage von Pastor Weigang folgende Anzahlen von Besuchern zu verzeichnen: 149, 187, 146, 183, 187, 251. Hieraus ermittelt sich eine mittlere Besucherzahl von 184 Besuchern. An jedem Samstag betrug die Besucherzahl etwa 60% der Zahlen vom Sonntag.

Damit ergibt sich pro Wochenende eine Besucherzahl von

$$1,6 * 184 = \underline{295 \text{ Besucher/Wochenende}}.$$

Laut [8] beträgt der stündliche Atemfeuchteausstoß eines Menschen 30 g/h. Bei einer durchschnittlichen Gottesdienstdauer von 1h fiel also eine Feuchtemenge von $295 * 30 = \underline{8850 \text{ g Wasser}}$ an.

Der Raum in dem die Gemeinde versammelt war hat ein Volumen von

$$V \approx 6,0 * 14,0 * 15,0 \approx \underline{1260 \text{ m}^3}.$$

Damit beträgt der absolute Feuchtegehalt der Raumluft

$$m = 8850 / 1260 \approx \underline{7,02 \text{ g/m}^3}.$$

Bei einer Lufttemperatur von $\vartheta_L = 9 \text{ }^\circ\text{C}$ beträgt die Menge der aufnehmbaren Feuchtigkeit $m_w = \underline{8,81 \text{ g/m}^3}$ (aus [9]).

Damit ergibt sich die relative Luftfeuchte zu

$$(7,02 / 8,81) * 100 = 79,68 \% \approx \underline{80 \%}.$$

Der Einbau einer automatischen Lüftung sorgte für eine Senkung der Luftfeuchte im Innenraum und verhinderte damit den Tauwasserausfall an der Wandoberfläche (vgl. Anlage 12.2 u. 13.2). Im Zuge der Sanierung wird es möglich werden auf derartige Behelfsmaßnahmen zu verzichten, da eine grundlegende Verbesserung der Bedingungen angestrebt wird.

- Die Fenster der Kirche sind in den 80er Jahren teilweise mit isolierverglasten Scheiben ausgestattet worden. Für Gebäude mit niedriger Innentemperatur gibt es im Zusammenhang mit den Fenstern keine einzuhaltenden Vorschriften, was den k-Wert angeht. Die Fenster sind durch das Feuer zumindest im Eingangsbereich der Kirche vollständig zerstört worden und müssen ersetzt werden.
- Der alte Zustand der Wärmeschutzmaßnahmen im Bereich des Daches ist aufgrund der Tatsache, daß die Dachkonstruktion völlig zerstört wurde nicht von Interesse, da die Wahl des neuen Dachaufbaues voll nach heutigen Maßstäben erfolgen kann. Der k-Wert muß laut Tafel 10.8 bei $k_D \leq 0,4 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$ liegen.

5.3 Möglichkeiten zur Verbesserung des Wärme- und Feuchteschutzes

Der hier folgende Abschnitt beschäftigt sich ausschließlich mit der Wärmeschutzoptimierung der Außenwände. Punkte, die das Dach und die Fenster betreffen, sind in Abschnitt 5.2 erläutert.

Der einzuhaltende k-Wert laut Tafel 10.8 beträgt: $k_w \leq 0,75 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$. Neben dieser Anforderung, was den Wärmeschutz angeht, ist darauf zu achten, das mit einem verbesserten Wandaufbau (auf den k-Wert bezogen) auch den Feuchteschutzproblemen in angemessener Form begegnet wird, so daß keine nennenswerte Tauwasserbildung auf der Wandoberfläche mehr stattfinden kann. In diesem Zusammenhang wurden zwei Varianten untersucht:

1. die Anbringung einer Innendämmung aus Heratekta-M/2-Platten. Dicke = 75 mm (siehe Anlagen 12.3 u. 13.3): Bei dieser Variante beträgt der k-Wert der Wand $0,42 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$, liegt also deutlich unter dem geforderten Wert von $0,75 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$. Bezogen auf die Tauwasserbildung ist diese Variante allerdings so günstig, da sich innerhalb des Wandquerschnittes Feuchtigkeit ansammeln würde. Diese Problematik ist bei nachträglich aufgebrachtten Innendämmungen nie ganz auszuschließen, da mit einer Innendämmung die Wärme von der Wand ferngehalten wird und so der Sättigungsdruck des Wassers sehr gering bleibt. Entscheidend ist in diesem Zusammenhang, ob die sich

im Winter ansammelnde Feuchtigkeit im Sommer wieder hinausdiffundiert. Folgende Rechnung untersucht diesen Sachverhalt:

Alle verwendeten Materialkennwerte stammen aus der Anlage 12. Der Wert N wird für alle Schichten laut [9] mit $1,5 \text{ (m}^2\text{hPa)/kg}$ angenommen. Für die Frostperiode ergibt sich damit:

$$\text{Dämmung} \quad R_g = s \cdot \mu \cdot N = 0,07 \cdot 100 \cdot 1,5 = 10,5 \text{ m}^2\text{hPa/kg}$$

$$\text{KS} \quad R_g = 0,24 \cdot 15 \cdot 1,5 = 5,4 \text{ m}^2\text{hPa/kg}$$

$$\text{VMZ} \quad R_g = 0,115 \cdot 15 \cdot 1,5 = 2,6 \text{ m}^2\text{hPa/kg}$$

Der Taupunkt des Kondenswassers befindet sich zwischen Innendämmung und KS-Mauerwerk. Damit ergibt sich:

$$R_{gl} = 10,5 \cdot 10^6 \text{ m}^2\text{hPa/kg}$$

$$R_{ga} = 5,4 + 2,6 = 8,0 \cdot 10^6 \text{ m}^2\text{hPa/kg}$$

Die tatsächlichen Werte des Luftdruckes zur Berechnung von ΔP_i und ΔP_a sind ebenfalls aus Anlage 12 entnommen.

$$\Delta P_i = 918 - 514,92 = 403 \text{ Pa}$$

$$\Delta P_a = 514,92 - 208 = 307 \text{ Pa}$$

Damit ergibt sich für die Dampfstromdichte i :

$$i = (\Delta P_i / R_{gl} - \Delta P_a / R_{ga}) = (403 / 10,5 - 307 / 8) \cdot 10^3 / 10^6 \\ = \underline{6,0 \cdot 10^{-6} \text{ g/m}^2\text{h}}$$

Die tatsächlich ausfallende Wassermenge in der Frostperiode ergibt sich damit zu: $W = i \cdot t = 6,0 \cdot 10^{-6} \cdot 1440 = \underline{8,64 \cdot 10^{-3} \text{ g/m}^2}$

Dieses Ergebnis liegt weit unter dem zulässigen Wert von 500 g/m^2 . Da die Dampfstromdichte i durch die geringen Unterschiede bezüglich der Luftfeuchte innen und außen sehr klein ist, fällt eine so geringe Wassermenge pro qm während der Frostperiode aus, das eine weitere Betrachtung der Menge des wider ausdiffundierenden Wassers verzichtet werden kann. Es ist nicht zu erwarten, daß so geringe Mengen ernstzunehmende Schäden verursachen werden.

2. die Anbringung eines Wärmedämmverbundsystems an der Außenseite aus Capatect-Meldorfer-System mit 6 cm Dämmplatte und 6 mm Flachverblender(siehe Anlagen 12.4 u. 13.4): In diesem Fall beträgt der k-Wert $0,47 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$. Dieser Wert ist zwar etwas ungünstiger als in der ersten Variante mit Innendämmung, die Tatsache, daß die zusätzliche Dämmung an der Außenseite angebracht wird, verhindert aber das Auftreten von Tauwasser in und an der Wand vollständig, da hier die Wand nicht so stark auskühlen kann und dadurch der Sättigungsdruck des Wassers in diesem Bereich einen wesentlich günstigeren Wert erhält.

Aus den genannten Gründen halte ich die Anbringung einer Außendämmung für empfehlenswert. Diese Lösung wird laut eigener Aussage auch von der Seite des Architekten favorisiert, da die damit verbundene Veränderung der Außenansicht nicht als problematisch angesehen wird.

Anlagen auf den folgenden Seiten:

Anlage 12	Bestimmung der Taupunkte für Außenmauerwerk
Anlage 13	Temperatur- und Feuchteverläufe in der Außenwand

Anlage 12: Bestimmung der Taupunkte für Außenmauerwerk

Version 1: Zustand vor dem Einbau der automatischen Lüftung \Rightarrow rel. Luftfeuchte innen: 80%, außen: 80%
graphische Darstellung siehe Anlage 13.1

Schicht / Material	s Dicke [m]	λ [W/m*K]	s/λ [m²*K/W]	1/k [m²*K/W]	$\Delta\vartheta$ = $s/\lambda * q$ [K]	ϑ [°C]	P_s [Pa]	μ	$s_D = \mu * s$	$\Delta P_D = (\mu_i * s_i) / \sum s_D * \Delta P_{ges}$ [Pa]	P_D [Pa]
Grenzschicht innen	-	-	-	0,13	3,86	9	1148	-	-	-	918
Kalksandstein $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,24	0,79	0,30	0,47	8,89	5,14	1878	15	3,6	479,55	918
Vormauerziegel $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,115	0,68	0,17		5,05	-3,75	444	15	1,73	230,45	438,45
Grenzschicht außen	-	-	-	0,04	1,19	-8,80	288	-	-	-	208
				$\Sigma 1/k =$		-10,0	260	$\Sigma s_D =$	5,33		208
				0,64							

außen $\vartheta_a = -10 \text{ °C}$

innen $\vartheta_i = +9 \text{ °C} \Rightarrow \Delta\vartheta = 19 \text{ °C}, k = 1 / 0,64 = 1,56 \text{ W/m}^2\text{K} \Rightarrow q = k * \Delta\vartheta = 1,56 * 19 = 29,64 \text{ W/m}^2, \Delta P_{ges} = 710 \text{ Pa}$

Anlage 12: Bestimmung der Taupunkte für Außenmauerwerk

Version 2: Zustand mit automatischer Lüftung \Rightarrow rel. Luftfeuchte innen: 50%, außen: 80%
graphische Darstellung siehe Anlage 13.2

Schicht / Material	s Dicke [m]	λ [W/m*K]	s/λ [m²*K/W]	1/k [m²*K/W]	$\Delta\vartheta$ = $s/\lambda * q$ [K]	ϑ [°C]	P_s [Pa]	μ	$s_D = \mu * s$	$\Delta P_D = (\mu_i * s_i) / \sum s_D * \Delta P_{ges}$ [Pa]	P_D [Pa]
Grenzschicht innen	-	-	-	0,13	3,86	9	1148	-	-	-	574
Kalksandstein $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,24	0,79	0,30	0,47	8,89	5,14	878	15	3,6	247,20	574
Vormauerziegel $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,115	0,68	0,17								
Grenzschicht außen	-	-	-	0,04	1,19	-8,80	288	-	-	-	208
			$\Sigma 1/k =$	0,64		-10,0	260	$\Sigma s_D =$	5,33		208

außen $\vartheta_a = -10 \text{ °C}$

innen $\vartheta_i = +9 \text{ °C} \Rightarrow \Delta\vartheta = 19 \text{ °C}$, $k = 1 / 0,64 = 1,56 \text{ W/m}^2\text{K}$

$\Rightarrow q = k * \Delta\vartheta = 1,56 * 19 = 29,64 \text{ W/m}^2$, $\Delta P_{ges} = 366 \text{ Pa}$

Anlage 12: Bestimmung der Taupunkte für Außenmauerwerk

Version 3: Zustand mit eingebauter Innendämmung ⇒ rel. Luftfeuchte innen: 80%, außen: 80%
 graphische Darstellung siehe Anlage 13.3

Schicht / Material	s Dicke [m]	λ [W/m*K]	s/λ [m ² *K/W]	1/k [m ² *K/W]	$\Delta\vartheta$ = $s/\lambda * q$ [K]	ϑ [°C]	P_s [Pa]	μ	$s_D = \mu * s$ [Pa]	$\Delta P_D = (\mu_i * s_i) / \sum s_D * \Delta P_{ges}$ [Pa]	P_D [Pa]
Grenzschicht innen	-	-	-	0,13	1,04	9	1148	-	-	-	918
Innendämmung $\rho = 90 \text{ kg/m}^3$	0,07	0,04	1,75	1,75	13,97	7,96	1073	100	7,0	403,08	918
Kalksandstein $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,24	0,79	0,30	0,47	2,40	-6,01	368	15	3,6	207,29	514,92
Vormauerziegel $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,115	0,68	0,17	0,17	1,36	-8,41	298	15	1,73	99,62	307,62
Grenzschicht außen	-	-	-	0,04	0,32	-9,77	264	-	-	-	208
			$\Sigma 1/k =$	2,39		-10,0	260	$\Sigma s_D =$	12,33		208

außen $\vartheta_a = -10 \text{ °C}$

innen $\vartheta_i = +9 \text{ °C} \Rightarrow \Delta\vartheta = 19 \text{ °C}, k = 1 / 2,39 = 0,42 \text{ W/m}^2\text{K} \Rightarrow q = k * \Delta\vartheta = 0,42 * 19 = 7,98 \text{ W/m}^2, \Delta P_{ges} = 710 \text{ Pa}$

Anlage 12: Bestimmung der Taupunkte für Außenmauerwerk

Version 4: Zustand mit Meldorfer Flachverblender \Rightarrow rel. Luftfeuchte innen: 80%, außen: 80%

graphische Darstellung siehe Anlage 13.4

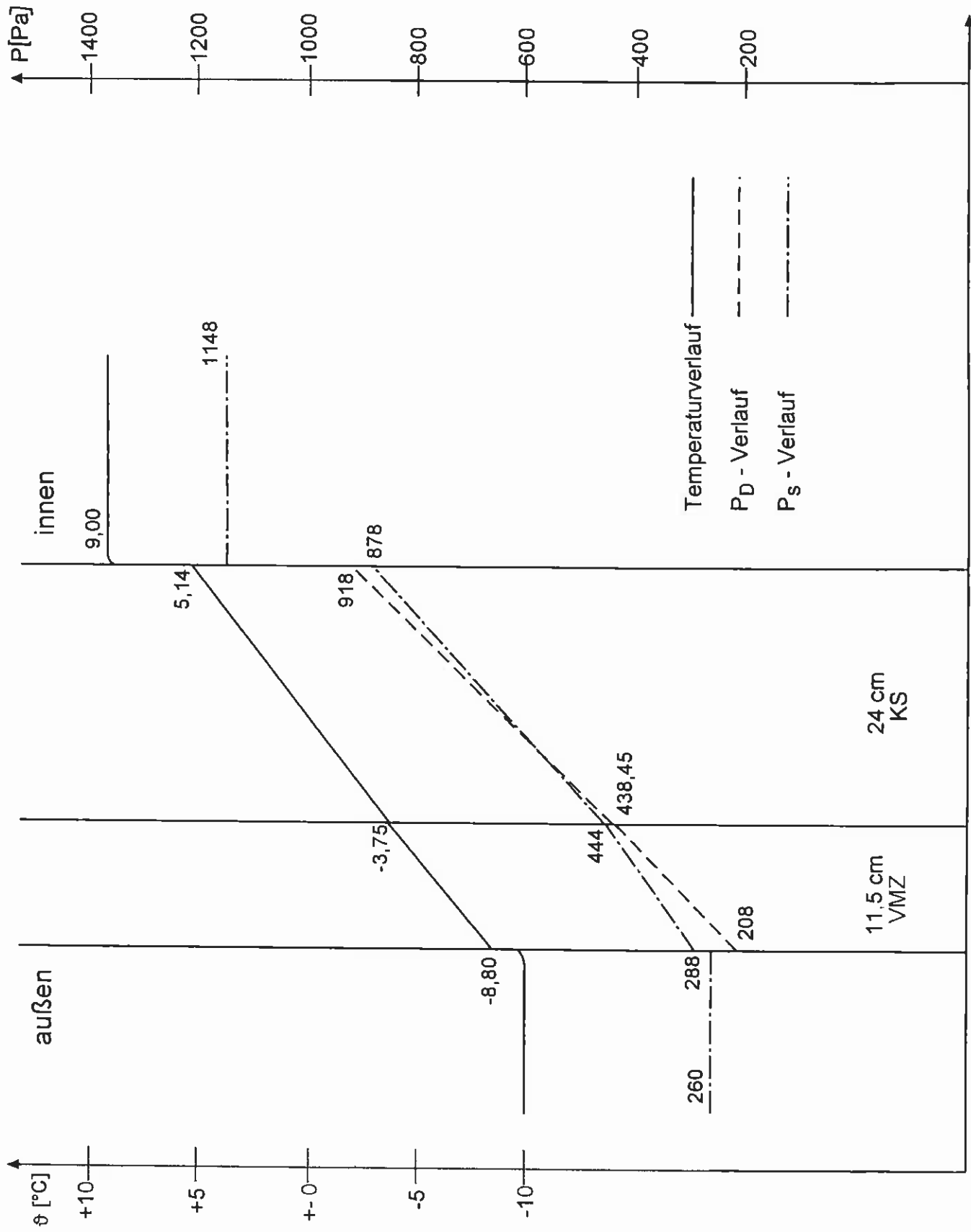
Schicht / Material	s Dicke [m]	λ [W/m ² K]	s/ λ [m ² K/W]	1/k [m ² K/W]	$\Delta\vartheta$ = s/ λ *q [K]	ϑ [°C]	P _s [Pa]	μ	s _D = μ *s [Pa]	$\Delta P_D =$ (μ_i *s _i) / $\sum s_D$ * ΔP_{ges} [Pa]	P _D [Pa]
Grenzschicht innen	-	-	-	0,13	1,16	9	1148	-	-	-	918
Kalksandstein $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,24	0,79	0,30	0,47	2,58	7,84	1059	15	3,6	223,81	918
Vormauerziegel $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,115	0,68	0,17		1,52	5,26	884	15	1,73	107,56	694,19
Dämmplatte $\rho = 90 \text{ kg/m}^3$	0,06	0,04	1,50	1,5	13,30	3,74	798	100	6,0	373,03	586,63
Flachverblender $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	0,006	0,68	0,01	0,01	0,09	-9,56	269	15	0,09	5,60	213,60
Grenzschicht außen	-	-	-	0,04	0,36	-9,65	267	-	-	-	208
			$\sum 1/k =$	2,15		-10,0	260	$\sum s_D =$	11,42		208

außen $\vartheta_a = -10 \text{ °C}$

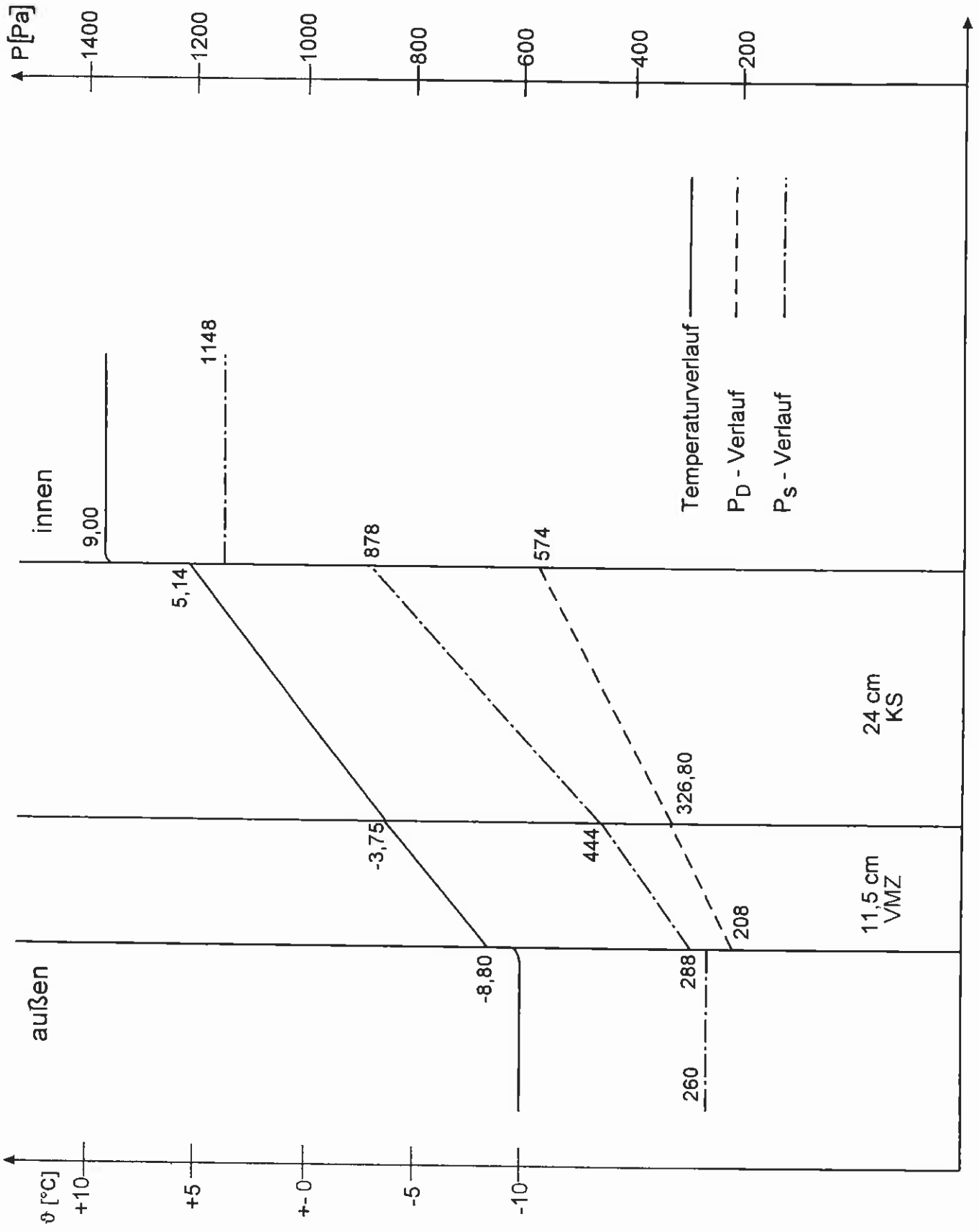
innen $\vartheta_i = +9 \text{ °C} \Rightarrow \Delta\vartheta = 19 \text{ °C}$, $k = 1 / 2,15 = 0,47 \text{ W/m}^2\text{K}$

$\Rightarrow q = k * \Delta\vartheta = 0,47 * 19 = 8,93 \text{ W/m}^2$, $\Delta P_{ges} = 710 \text{ Pa}$

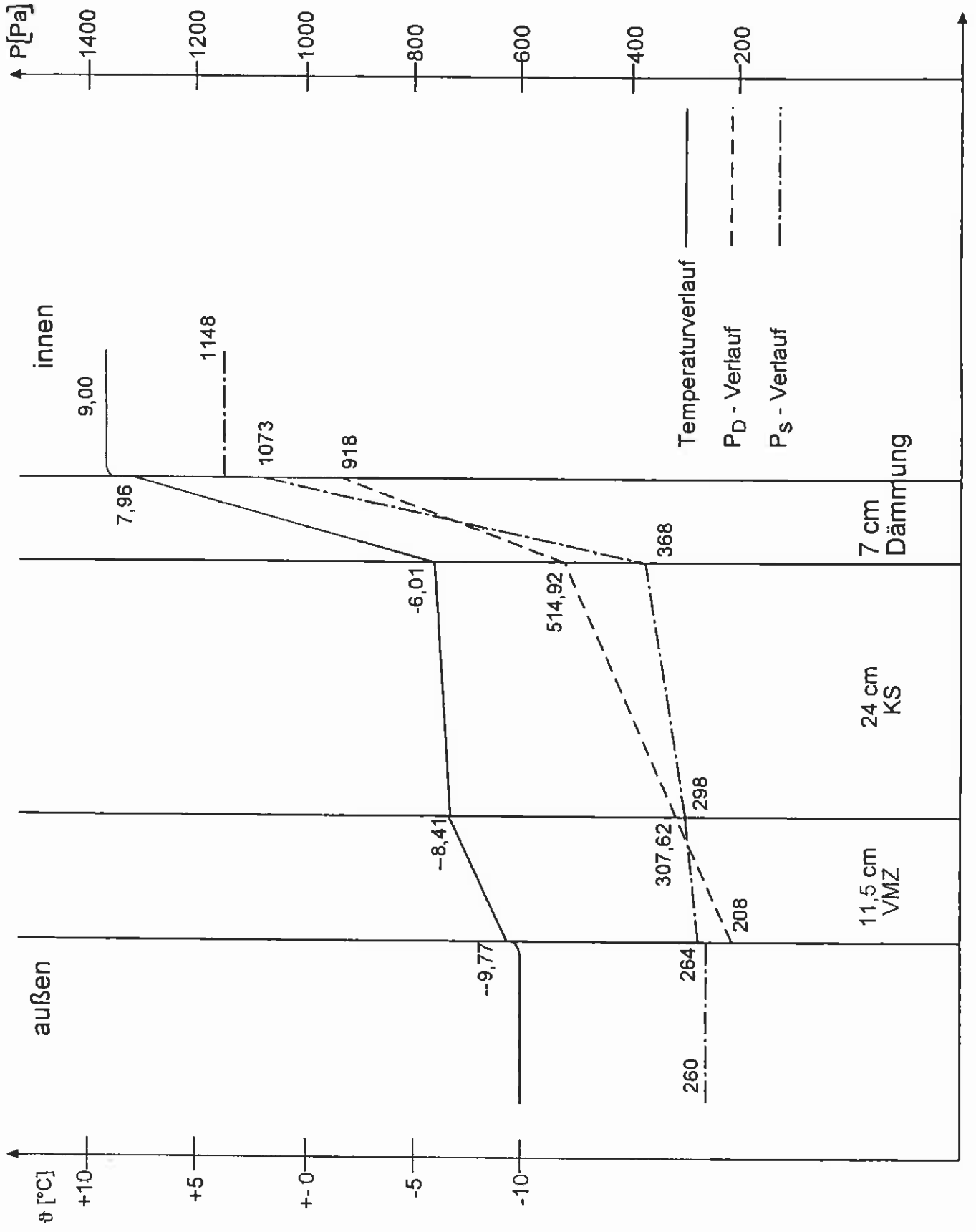
Anlage 13.1
zu Anlage 12.1



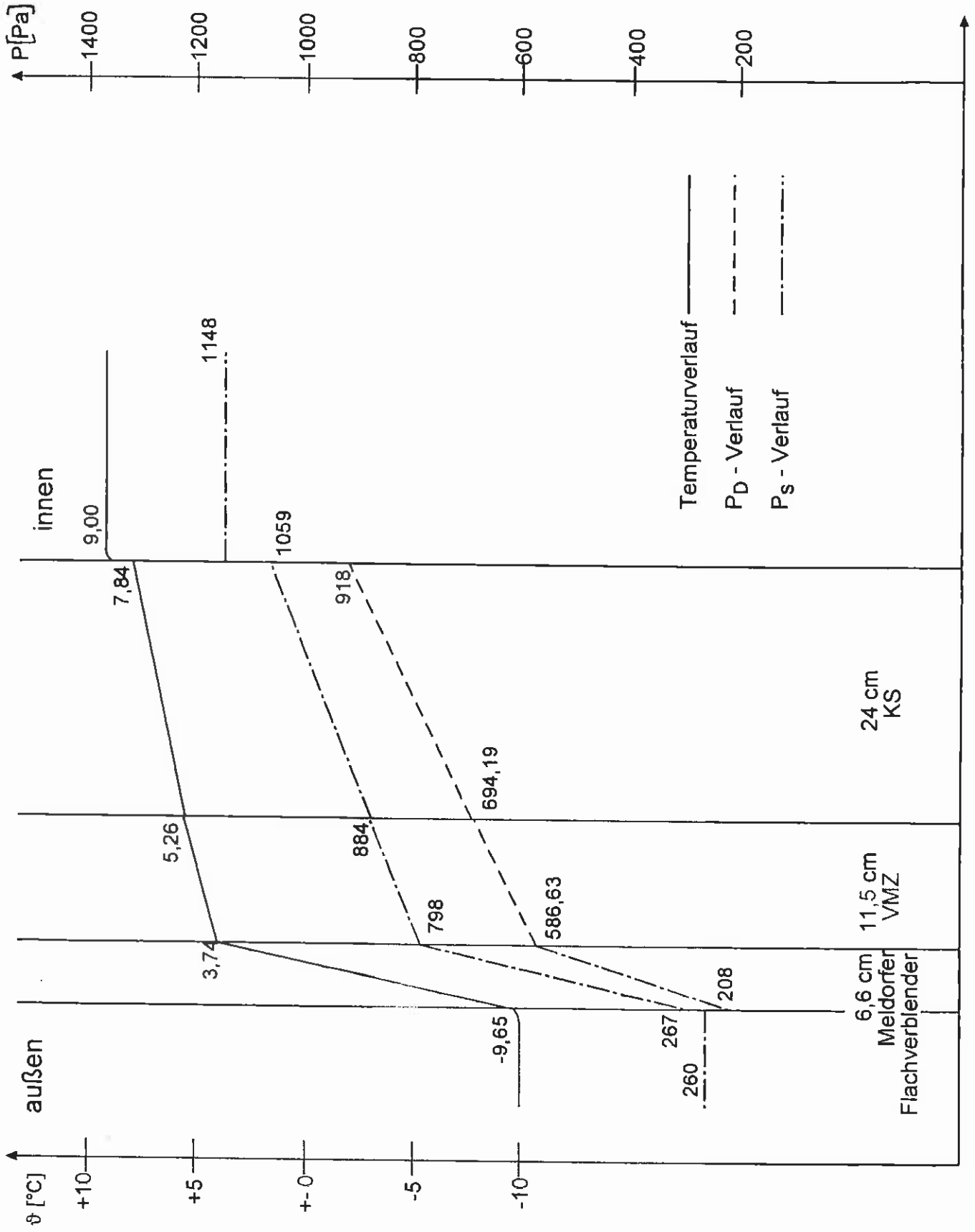
Anlage 13.2
zu Anlage 12.2



Anlage 13.3
zu Anlage 12.3



Anlage 13.4
zu Anlage 12.4



6. Ausschreibung

Das nachfolgende LV stammt in seinem Inhalt von dem Architekturbüro Architektur + Stadtplanung GmbH, Oldenburg/Holst.

6.1 a) Instandsetzung der Stahlbetonkonstruktion

Betoninstandsetzung mit Spritzbeton

Instandsetzung der Kirchenschiff-Stahlbetonskelettkonstruktion bestehend aus Dreigelenkrahmen

Die Arbeiten sind fachgerecht nach DIN 18551, der Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen und ZTVSIB '90 auf mineralischer Basis auszuführen. Es sind nur zugelassene Produkte mit einem Nachweis für Temperaturwechselbeanspruchungen von -20 °C bis +60 °C über 10 Tage im Wechsel anzubieten und zu verwenden. Prüfzeugnisse einer amtlichen MPA sind vorzulegen. Gewähltes System ist auf das E-Modul der vorh. Konstruktion abzustimmen.

Die Prüfung, Analyse und Gütenachweise sind über IfS - Institut vorzunehmen und sind in die nachfolgenden EP einzukalkulieren.

Die Sanierungsarbeiten sind in Form von Vermerken im Bautagebuch nachzuweisen und der Bauleitung wöchentlich vorzulegen. An den Leistungsbereich angrenzende Bauteile sind so abzudecken, daß sie nicht beschädigt werden.

- 1.1 Baustelleneinrichtung u. Räumung- Spritzbeton Einrichten der Baustelle und komplett vorhalten der Baustelleneinrichtung und erforderlichen Geräte für sämtliche im Zusammenhang mit den Spritzbetonarbeiten anfallenden Leistungen und Tätigkeiten (gem. den Normen u. Richtlinien s.

Vorbemerkung) incl. Baustellensicherung. Anfahrt und Abtransport der Baumaschinen u. Geräte. Betriebsfertiger Auf- und Abbau aller Geräte und Einrichtungen etc.. Räumung der Baustelle nach Beendigung der Spritzbetonarbeiten. Einschl. Wiederherstellen aller angrenzenden Gelände- und Straßenflächen, die durch den Baubetrieb in Mitleidenschaft gezogen wurden. Die Räumung hat nach Aufforderung der Bauleitung zu erfolgen.

1pschXXXXXXXXXXXX

1.2

Betonflächen reinigen

Verunreinigungen durch brandbedingten Ruß etc. auf den Betonoberflächen (Stützen, Bindern, etc.) ohne großen Wasseranfall im Naturstein-Bodenbelag u. Wandbereich, mit geeignetem Hochdruckreiniger für Betonsanierung, Anstrich etc. entfernen, einschl. der Auffangvorrichtungen, Analyse und umweltgerechter Entsorgung incl. Deponiekosten

350 qm

1.3

Beheizung temporär / Betonsanierung

Beheizung des Arbeitsbereiches mit geeigneten Heizgeräten etc., zur Gewährleistung der notwendigen Verarbeitungstemperaturen gem. d. Richtlinien, Vorschriften etc.

liefern, fachgerecht ausführen u. räumen

1pschXXXXXXXXXXXX

Übertrag:

Übertrag:

- 1.4 Beton abklopfen
Alle vom Brand betroffenen Betonoberflächen zur Feststellung von losen u. schadhaften Stellen durch Abklopfen mit leichtem Werkzeug absuchen, Hohlstellen nach Lage und Größe durch abklopfen orten, kennzeichnen u. dokumentieren.
404 qm.....

- 1.5 Schadstellen freilegen
vorsichtiges Entfernen aller lockeren u. geschädigten Betonteile mit Elektrohammer u. Elektromeißel, Kantenausbrüche bis zu 5 cm, Abwicklung bis zu 15 cm, ohne Beschädigung der vorh. Bewehrung, Ausbruchmaterialien aufnehmen, abfahren u. umweltgerecht entsorgen
800 lfdm.....

- 1.6 Schadstellen freilegen
vorsichtiges Entfernen aller lockeren u. geschädigten Betonteile mit Elektrohammer u. Elektromeißel, Kantenausbrüche bis zu 7 cm, Abwicklung bis zu 25 cm, ohne Beschädigung der vorh. Bewehrung, Ausbruchmaterialien aufnehmen, abfahren u. umweltgerecht entsorgen
150 lfdm.....

Übertrag:

Übertrag:

1.7 Riß- Injektion

Risse in Teilbereichen fachgerecht injizieren,
(Fassadenbereich: Stützen- Riegelbereich)

Verdämmung herstellen, Packer setzen, EP-Harz
injizieren, nach Beendigung der Maßnahme
Packer u. Verdämmung wieder entfernen, Ver-
brauch nach Herstellerangabe bis 1 kg/lfdm in
fertiger Arbeit, nach Angabe der Bauleitung

Gewähltes Fabrikat:.....

Produktsystem:

5 lfdm.....

1.8 Oberflächenvorbereitung / Reinigung

gesamte Stahlbetonoberfläche reinigen, aufrau-
hen

die zu sanierenden Bauwerksflächen durch
Druckluftstrahlen, ohne Beschädigung der vorh.
Bewehrung, von sämtlichen Anstrichen und lo-
sen Bestandteilen befreien, abwaschen u. an-
nässen der Flächen mit Druckwasser zur Erzie-
lung einer sauberen Haftfläche für den
aufzubringenden Spritzbeton

aufnehmen, abtransportieren u. umweltgerechte
Entsorgung des Strahl- und Reinigungsgutes
sowie incl. notwendiger Schutzvorkehrungen für
angrenzende Bauteile

liefern und fachgerecht herstellen

260 qm.....

Übertrag:

Übertrag:

- 1.9 Bewehrungsstähle entrostet
 freiliegende Bewehrungsstähle durch Druckluftstrahlen mit festen Strahlmitteln metallischblank entrostet (sandstrahlen), Normreinheitsgrad Sa 2 1/2 nach DIN 55928, T4, einschl. umweltgerechter Schuttentsorgung. Ergänzung durch Zulagequerschnitte bei vermindertem Bügelquerschnitt von mehr als 60 % durch Anschweißen sowie sofortigem, zweimaligem, lösungsmittelfreiem Schutzanstrich unterscheidlicher Färbung gem. Herstellerangabe auftragen, liefern u. fachgerecht herstellen

430 lfdm.....

- 1.10 Spritzbeton B25, d = 5 cm
 Reprofilieren der Ausbruch- / Schadstellen i. B. Stahlbetonbinder nach DIN 18551 auf vorbereitete Flächen aufbringen und abziehen
 Kantenausbrüche d ca. 5 cm, Abwicklung 15 cm, Oberfläche spritzrauh. Das Auftragsverfahren ist der Wahl des AN überlassen. Einschl. Nachbehandlung 5 Tage lang, mindestens 3 x täglich, durch Besprühen mit klarem Wasser, feuchthalten gem. DAfStb 1984. Bei warmer, trockener Witterung und / oder Windeinfluß müssen die Oberflächen zusätzlich mit Rupfen abgedeckt werden, incl. umweltgerechter Entsorgung des Schuttes etc., liefern u. fachgerecht herstellen
 gewähltes System ist anzugeben:.....

800 lfdm.....

Übertrag:

Übertrag:

- 1.11 Spritzbeton B25, d = 7 cm
 Reprofilieren der Ausbruch- / Schadstellen i. B.
 Stahlbetonbinder nach DIN 18551 auf vorberei-
 tete Flächen aufbringen und abziehen
 Kantenausbrüche d ca. 7 cm, Abwicklung 25 cm,
 Oberfläche spritzrauh. Das Auftragsverfahren ist
 der Wahl des AN überlassen. Einschl. Nachbe-
 handlung 5 Tage lang, mindestens 3 x täglich,
 durch Besprühen mit klarem Wasser, feuchthal-
 ten gem. DAfStb 1984. Bei warmer, trockener
 Witterung und / oder Windeinfluß müssen die
 Oberflächen zusätzlich mit Rupfen abgedeckt
 werden, incl. umweltgerechter Entsorgung des
 Schuttes etc., liefern u. fachgerecht herstellen
 gewähltes System ist anzugeben:.....
 150 lfdm.....
- 1.12 Betonbandoberflächen abreiben
 nach Aufbringen einer zusätzlichen Feinschicht,
 als Zulage zu Pos. 10
 liefern u. fachgerecht herstellen
 800 lfdm.....
- 1.13 Betonbandoberflächen abreiben
 nach Aufbringen einer zusätzlichen Feinschicht,
 als Zulage zu Pos. 11
 liefern u. fachgerecht herstellen
 150 lfdm.....

Übertrag:

Übertrag:

- 1.14 Schalung gehobelt
 einseitig gehobelte Schalung für die Reprofilierung der Binder sowie für die Ausbildung von gebrochenen Kanten durch Einbau von Dreikantleisten etc.,
 liefern, zuschneiden, fachgerecht herstellen und entfernen incl. umweltgerechter Entsorgung
 455 lfdm.....
- 1.15 Betonoberfläche spachteln
 Strukturausgleich mit Deckspachtel gem. der Vorbemerkung auf vorgespachtelte, schwach mattfeucht vorgeässte Betonflächen als Kratzspachtel vorziehen u. anschließend in 2 mm Schichtstärke mit Traufel aufziehen, abfilzen und nachbehandeln, entsprechend der vorh. Oberfläche incl. der Stützen mit Rollgerüststellung, in mind. 2 Arbeitsgängen mit PCC-Mörtel herstellen, incl. Kanten, Anschlüsse etc., incl. Nachbehandlung gem. DAfStb 1984, liefern u. entsprechend den Herstellerrichtlinien nach Angabe fachgerecht auftragen.
 gewähltes Produktsystem:
 Hersteller:
 170 qm.....
- 1.16 Beton-Spezialfacharbeiter
 zum Nachweis, nur auf besondere Veranlassung durch die Bauleitung, Nachweise sind wöchentlich durch die Bauleitung vorzulegen
 24 Std.
 Betonsanierung:

b) Gerüstarbeiten

Die in diesem Zusammenhang verwendeten Daten und Angaben beziehen sich auf die von der Seite des Architekten ermittelten Gesamtbauzeit von 16 Wochen.

- | | | | |
|-----|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-------|
| 2.1 | <p>Fassaden-Stahlrohrgerüst (Arbeits-u. Schutzgerüst) p = 200 kg/qm (Gruppe 3) bis ca. 10,0 m Höhe, entsprechend allen Vorschriften, einschl. an- u. abfahren, sowie auf- u. abbauen, zur kostenlosen Benutzung durch alle Folgegewerke einschl. Bohlenbelag, Geländer u. Schutzvorkehrungen im Sakristei-Satteldachbereich sowie gegen Witterungseinflüsse für eine fachgerechte Ausführung u. Gewährleistung der Sicherungsmaßnahmen gem. den Richtlinien u. Vorschriften etc. Einschl. Vorhalten für die gesamte Dauer der Bauzeit -16 Wochen-, incl. Vorhalteunterbrechung bei schlechter Witterung</p> | 820 qm | |
| 2.2 | <p>Zulage für Überbauung Vordächer, Auskragungen, Konsolenausleger etc. zur Pos. 2.1</p> | 22 lfdm | |
| 2.3 | <p>Zulage für Dachdeckerfangschutz der Pos. 2.1</p> | 98 lfdm | |
| 2.4 | <p>Planen - Teilflächen, als Zulage zu Pos. 2.1 Gerüste im Bereich oberer Gerüstebene mit star-</p> | | |

Übertrag:

Übertrag:

ker Bauplane sturmsicher am Gerüst anbringen
und nach Erfordernis wieder freilegen.

200 qm

- 2.5 Schutzdach für Sanierungs- u. Wiederherstellungsbautätigkeiten, in Verbindung mit Pos. 2.1, Aufstockung des Stahlrohrgerüsts, liefern, anbringen u. vorhalten eines Satteldaches aus Stahlrohrgitterträgern u. Kederplanen o.ä. sturm- u. witterungssicher abdecken, Abstand zwischen Stahlbetonrahmen u. Gitterträgern ca. 1,50 - 2,00 m, die offenen Seiten sind allseitig mit Deltaplatten o.ä. abzuhängen, sturm- u. regensicher montieren. Vorhaltezeit (Gebrauchsüberlassung): 16 Wochen

585 qm

- 2.6 Inneneinrüstung / Flächengerüst - Gruppe 3
Flächengerüst in unterschiedlichen Deckenhöhen bis ca. 6,00 - 9,00 m Höhe, für Sanierungs- u. Wiederherstellungsbautätigkeiten, entsprechend aller Vorschriften, Sicherheitsvorschriften etc., Seitenschutz u. Leiteraufgang für die Dauer der gesamten Bauzeit zur kostenlosen Benutzung durch alle Folgegewerke. Für die erforderlichen Sicherungsarbeiten im Dachbereich,
Verkehrslast: 200 kg/qm
Deckenhöhe: 6,00 - 9,00 m
Vorhaltezeit: 16 Wochen

Übertrag:

Übertrag:

erstellen, vorhalten, nach Freigabe durch die
Bauleitung demontieren u. abfahren

430 qm

2.7 Facharbeiterstunden

zum wöchentlichen Nachweis, für unvorherge-
sehene Arbeiten, jedoch nur auf besondere Ver-
anlassung durch die Bauleitung

32 Std

Gerüstkosten

Zusätzlich muß bauseits für eine Sicherung der Fensteröffnungen durch starke Folie als Schutz gegen Witterungseinflüsse gesorgt werden. Weiterhin sind Altar- bild, der Altar, das Taufbecken u.a mit einer geeigneten stoßfesten und staubsi- cheren Verkleidung zu versehen.

7. Kostenschätzung

7.1 a) Instandsetzung der Stahlbetonkonstruktion

Alle Preise für Instandsetzungsarbeiten an der Stahlbetonkonstruktion wurden von der Firma Bst Betonsanierungstechnik GmbH, Lübeck zur Verfügung gestellt.

1.1	Baustelleneinrichtung u. Räumung- Spritzbeton			
		1 psch	4003,60	4003,60
1.2	Betonflächen reinigen			
		350 qm	29,95	10.482,50

Übertrag: 14.486,10

Übertrag: 14.486,10

1.3	Beheizung temporär / Betonsanierung			
		1 psch	6.000,-	6.000,-
1.4	Beton abklopfen			
		404qm	5,10	2.060,40
1.5	Entfernen lockerer Betonteile t / h = 5 / 15 cm			
		800 lfdm	14,05	11.240,-
1.6	Entfernen lockerer Betonteile t / h = 7 / 25 cm			
		150 lfdm	19,85	2.977,50
1.7	Risse injizieren / Packer setzen			
		3 lfdm	286,20	1431,-
1.8	Oberflächenvorbereitung / Reinigung			
		260 qm	31,90	8294,-
1.9	Bewehrungsstähle entrostern			
		430 lfdm	18,60	7998,-
1.10	Spritzbeton B25, d = 5 cm			
		800 lfdm	55,25	44.200,-
1.11	Spritzbeton B25, d = 7 cm			
		150 lfdm	81,10	12.165,-
1.12	Betonbandoberflächen reinigen, zu Pos. 1.10			
		800 lfdm	15,05	12.040,-
1.13	Betonbandoberflächen reinigen, zu Pos. 1.11			
		150 lfdm	18,20	2.730,-
1.14	Schalung gehobelt			
		455 lfdm	28,40	12.922,-
1.15	Betonoberfläche spachteln			
		170 qm	78,35	13.319,50
1.16	Beton - Spezialfacharbeiter			
		24 Std.	78,50	1884,-

Betonsanierung: 153.747,50

b) Gerüstarbeiten

Alle Preise für Gerüstbauarbeiten entstammen den Angaben der Firma Gerüstbau Uwe Einsath (GmbH & Co.), Hamburg und wurden von der Firma Bst, Lübeck freundlicherweise zur Verfügung gestellt.

2.1	Fassaden - Stahlrohrgerüst	820 qm	13,80	11.316,-
2.2	Zulage für Überbauung, zu Pos. 2.1	22 lfdm	41,50	913,-
2.3	Zulage für Dachdeckerfangschutz, zu Pos. 2.1	98 lfdm	15,-	1.470,-
2.4	Planen - Teilflächen, als Zulage zu Pos. 2.1	200 qm	9,50	1.900,-
2.5	Schutzdach für Sanierungs- u. Wiederherstellungsbautätigkeit	585 qm	94,-	54.990,-
2.6	Inneneinrüstung / Flächengerüst - Gruppe 3	430 qm	83,50	35.905,-
2.7	Facharbeiterstunden	32 Std.	71,50	2.288,-
Gerüstarbeiten:				<u>108.782,-</u>

Entsprechend der mir zur Verfügung stehenden Daten werden sich die Kosten für die Instandsetzung der St.- Vicelin- Kirche inclusive Gerüstarbeiten auf

DM 262.529,50

belaufen.

8. Dokumentation der Arbeiten an der Kirche bis zum 05. Dez. 1997

Seit Beginn des Monats November 1997 wurde in der St.- Vicelin Kirche begonnen, Abriß- und Sicherungsmaßnahmen zu treffen. Es erfolgte eine vollständige Einrüstung außen mit Errichtung eines Schutzdaches aus Stahlrohrgitterträgern und einer sturm- und regensicheren Abplanung an allen Seiten (vgl. hierzu die Bilder 1 - 4 der Anlage 14).

Die Reste der alten Dachkonstruktion, bestehend aus der Kupferblecheindeckung und verbrannten Holz- und Dämmungsresten wurden abgerissen bzw. weggeräumt (vgl. hierzu die Bilder 5 - 8 der Anlage 14).

Anlage auf den folgenden Seiten:

Anlage 14 Photodokumentation der Sanierungsarbeiten bis zum 05. Dez.
1997

Anlage 14



Bild 1



Bild 2

Anlage 14



Bild 3

Anlage 14



Bild 4

Anlage 14



Bild 5



Bild 6

Anlage 14



Bild 7

Anlage 14



Bild 8