

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 101/102 (1933)
Heft: 7

Artikel: Zwei neuzeitliche Kleinkirchen
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-82951>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 01.04.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

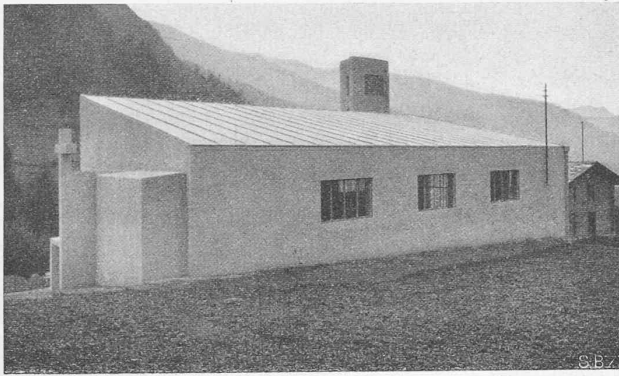


Abb. 3. Bergseite, aus Osten gesehen, talauswärts.

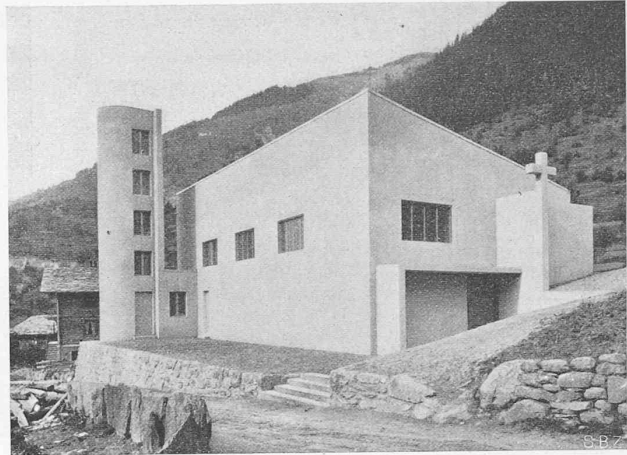


Abb. 2. Kathol. Bergkirchlein Lourtier, Val de Bagnes. Aus Süden.



Abb. 1. Kirche Lourtier, aus Westen.

Arch. Alberto Sartoris,
Rivaz, am Genfersee.

erreichte erst den 0,64-fachen Wert des grössten Feldmomentes.

Bei der üblichen näherungsweise Bestimmung der statisch tragbaren Last wird mit voller Ausnützung der massgebenden Querschnitte gerechnet. Unter Zugrundelegung eines wagrecht verlaufenden Streckbereiches (ohne Verfestigung) ist dann das tragbare Quer-

schnittsmoment nach der Spannungsverteilung Abb. 16 zu ermitteln:

$$(M^T) = \frac{1}{4} [b h + (b - \delta) h_1^2] \sigma_S = 160,89 \text{ tcm.}$$

Aus der Gleichsetzung mit dem vorstehenden Ausdruck für M_1 ergibt sich als statisch tragbare Last $(P^T) = 2,1 \text{ t}$.

Die tragbare Last des Versuchsträgers war, trotz des ungünstigen Schlankheitsverhältnisses der Flanschen, grösser als dieser Lastwert, denn sie lag über 2,2 t. Im übrigen zeigte der Versuch, dass das eingangs dargelegte Verfahren zur Bestimmung des Spannungs- und Formänderungszustandes elastisch-plastisch gebogener Stahlträger auch bei weit fortgeschrittener Verformung zu brauchbaren Ergebnissen führt.

Der Versuch ist in der „Technischen Versuchsanstalt“ der Techn. Hochschule in Wien unter Leitung von Prof. Dr. Ing. Fr. Rinagl ausgeführt worden. Die Versuchsauswertung und die umfangreiche Nachrechnung wurde von Dr. Girkmann unter Mitwirkung von Ing. Klose und Dr. Seltenhammer durchgeführt.

Zwei neuzeitliche Kleinkirchen.

Zwei Bauten, die innerlich und äusserlich auf ähnliche Ursprünge zurückgehen, und doch am Schlusse recht verschieden geworden sind: Das katholische Kirchlein eines kleinen Bergdorfes und eine protestantische Kapelle, bzw. ein Kirchgemeindehaus im Randgebiet einer grossen Stadt; geschlossener, eindeutiger Ausdruck des Massivbaues im Wallis, seinem Programm entsprechend — eine heitere, unverbindliche Leichtigkeit des Skelettbaues der St. Markuskapelle in Basel, die ausser der Predigt auch Kirchgemeindeversammlungen und Teekränzchen dienen muss, somit den heterogenen Anforderungen des an sich schon problematischen Bauprogramms der protestantischen Kirche zu genügen hat. Was aber diese beiden so verschiedenen

„Sakralbauten“, die ja letzten Endes im Dienste der gleichen Sache stehen, auch in ihrem baulichen Ausdruck als eng verwandt erscheinen lässt, ist ihr gemeinsames Bemühen um saubere, gründlicher funktionaler Gestaltung, wie der Geldknappheit Rechnung tragende Gestaltung.

Zu den beiden Bauten machen uns die Erbauer die folgenden Angaben; die St. Markuskapelle soll dabei, weil sie noch weniger bekannt ist, etwas ausführlicher behandelt werden (für Lourtier siehe auch „Das Werk“, Dezember 1932).

KATHOLISCHE KIRCHE IN LOURTIER (Val de Bagnes, Wallis)
Architekt ALBERTO SARTORIS, Rivaz (Lavaux).

Die Initiative, die Kirche des nach einem Brande¹⁾ neu aufgebauten Bergdorfes nach neuzeitlichen Auffassungen aufzubauen, ging vom Ortsgeistlichen aus; in der Abtei St. Maurice fand er tatkräftige Unterstützung, die schliesslich zum Projekt des Architekten Sartoris führte. Begreiflicherweise kam es erst nach heftigen Kämpfen zur Ausführung, die dann um so schneller fortschritt, nämlich in der Zeit vom 16. April bis 18. September 1932. Während der Turm aus Eisenbeton ist, besteht alles übrige Mauerwerk aus Bruchstein mit Jurasit-Verputz. Das Dach ist wie im Wallis vielfach üblich mit glattem Zinkblech abgedeckt (Abb. 3); in der Dachschräge sind die elektrischen Installationen untergebracht. Aus angeblicher „Sachlichkeit“ war vom Architekten verlangt worden, die Untersicht des Schrägdaches mit seiner Balkenlage als Raumdecke sichtbar zu lassen. Er hat dies vermieden aus Gründen der Ventilation und Isolation gegen Regengeräusch. Die innere Flachdecke ist aus Holz, weiss, während die Wände hellrosa sind, die Altarwand dagegen dunkelblau mit weisser Nische; die grossen Fenster zu beiden Seiten des Altars sollen später Buntverglasung erhalten. Ihre dadurch erzielbare Dämpfung erscheint allerdings dringend wünschbar, weil diese Fenster als frontale Lichtquellen, für unser Gefühl, den Blick auf den Altar, die Konzentration auf das Allerheiligste beeinträchtigen.

Für die Grundrissmasse vergl. Abb. 6; die Höhe des Innenraumes beträgt 6 m, die des Glockenturmes 13,3 m. Die Kirche enthält 350 Sitzplätze und hat die äusserst bescheidene Summe von rd. 20000 Fr. gekostet (Elektr. Beleuchtung, keine Heizung).

ST. MARKUS-KAPELLE IM HIRZBRUNNENQUARTIER, BASEL.
Arch. RUD. PREISWERK, Basel.

Das Raumprogramm dieses Baues sah vor (vergl. Abb. 15): Im Erdgeschoss einen Saal für 400 Personen, Unterrichtsraum für 70 Personen, ein Pfarrzimmer, auch für kleinere Sitzungen, einen Vorraum für Teeküche mit kleiner Garderobe; ferner im Untergeschoss: Handarbeitsraum, Magazin für Tische und Stühle, Heizung und Kohlenraum, Toiletten und Putzraum.

¹⁾ Wettbewerb für den Wiederaufbau in Bd. 95, S. 98 (1930).

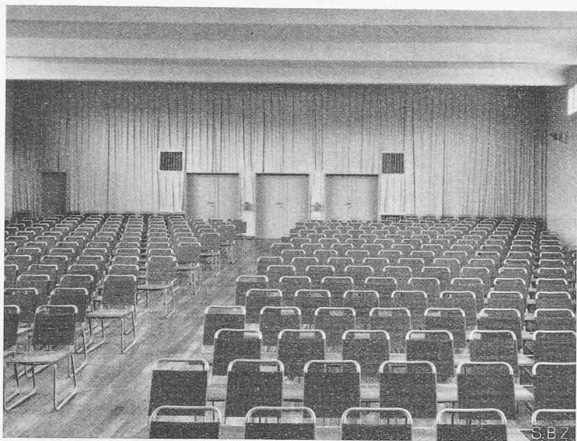


Abb. 9. Blick gegen die Rückwand (Echo-Dämpfung).

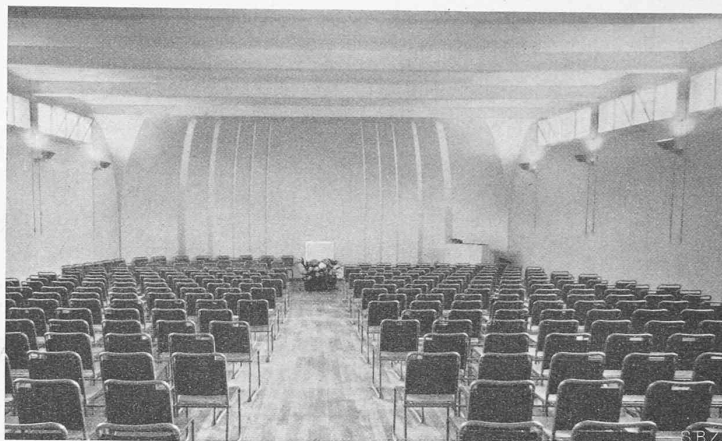


Abb. 10. Blick gegen das Rednerpult. Wände und Decke gebrochenes Weiss, Stuhlbezug rot.

Entsprechend seiner Wichtigkeit wurde dem Hauptraum und seiner *Akustik* die grösste Aufmerksamkeit geschenkt. Die wesentlichen Anordnungen wurden in Zusammenarbeit des Architekten mit Ing. Gustave Lyon, dem Akustiker der unvergleichlichen Salle Pleyel*) in Paris getroffen und umfassen: Die trapezförmige Grundrissanlage, die hinter dem Redner vorhandene Gewölbe als Schallreflektor, 3% Gefälle des Bodens, die verschränkte Anordnung der Sitzplätze, die schallabsorbierende Rückwand und einfache Ausführung aller Wände.

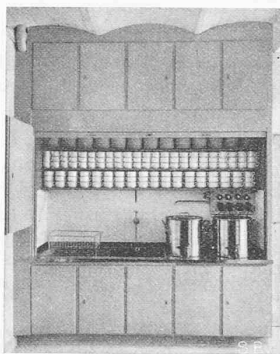


Abb. 11. Teeküche im Vorplatz.

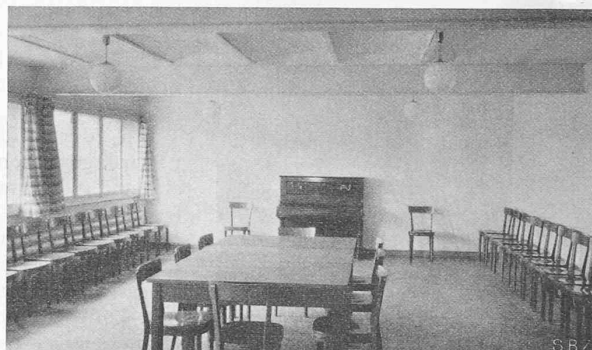


Abb. 12. Handarbeitsraum (sichtbare Deckenkonstruktion).

Das schallreflektierende Gewölbe berechnete und entwarf Ing. Lyon so, dass auch bei schwacher Stimme des Redners an allen Plätzen die gleiche Schallintensität vorhanden ist. Es wurde ein Punkt als Schallzentrum angenommen, weswegen auch die Kanzel in einem bestimmten Abstand vom Gewölbe entfernt sein muss. Das Gefälle von 3% schien bei der Anordnung von Tischen bei Familienabenden vorerst unzweckmässig, was aber die Praxis als in keinem Falle störend erwies (Kompromis-aufgabe von Predigtraum und Gemeindesaal!). Der Schallabsorbierende Behang an der dem Redner gegenüberliegenden Seite muss alle an ihn auftreffenden Schallwellen gänzlich absorbieren, nicht etwa nur dämpfen. Genaue Messungen mit Schallplatten verschiedener Frequenzen durch Prof. Dr. Hans Zickendraht in Basel ergaben ohne absorbierenden Behang Nachhall dauern von vier Sekunden, was durch den Behang eine ganz wesentliche Reduktion auf normale Verhältnisse ergab.

Ueber die Konstruktion ist folgendes zu sagen: die statischen Berechnungen führte Ing. Rob. Gsell-Heldt (Basel) durch. Die Wände wurden als Riegelwand in 12 cm Backstein mit 5 cm Heraklit und beidseitigem Putz ausgeführt; die Deckenlasten sind durch Normalprofilträger direkt auf die eisernen Stützen übertragen. Die Erdgeschossdecken sind in ausbetonierten T-Kappen in Kiesbeton, die Dachdecken in Bimsbeton ausgebildet. Es wurde damit gerechnet diese in ihrer konstruktiven Form sichtbar zu lassen, die Ausführung liess jedoch zu wünschen übrig. Daher hat man in den Nebenräumen die Kappen verputzt, im grossen Saal aber (konstruktiv verfehlt!) auf Veranlassung der Baukommission eine Schilfrohrdecke zwischen die Deckenfelder gespannt. Diese Gipsdecke hat, wie zu erwarten war, jetzt schon Risse, die kaum auszubessern sind, was bei den sichtbaren Kappen nicht der Fall ist. Da die trapezförmige Anordnung verschiedene Spannweiten der Unterzüge ergab, war es möglich, dem Dache selbst ohne besonderen Auf-



Abb. 13. Rednerpult.

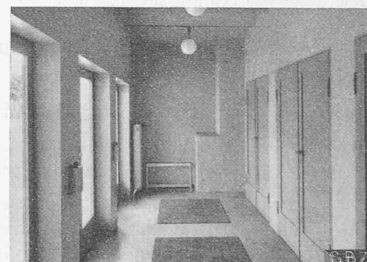


Abb. 14. Windfang.

beton ein Gefälle von 1% zu geben, wodurch wesentlich an Eigengewicht eingespart wurde. Die Wärmeisolierung übernimmt eine auf den Beton aufgeklebte Korkschiebt von 3 cm, darüber eine Doppellage von Rexitext mit Absandung. Alle isolierenden Bauteile wurden wärmetechnisch durchgerechnet und dementsprechend bemessen.

Auch der *Lichtfrage* ist besondere Sorgfalt gewidmet. Das Tageslicht wurde nach der Wirkungsgradmethode von Dipl.-Ing. Frühling vorausberechnet. Da bei Doppelverglasung der m² Fensterfläche das Doppelte einer guten Wandkonstruktion kostet, wurde auf zu grosse Fenster verzichtet und in erster Linie für eine einwandfreie Lichtverteilung gesorgt, die bei minimaler Fensterfläche, bzw. Kosten ein Maximum an Licht ermöglichte. Für Dezember 9 Uhr und eine mittlere äussere Horizontalbeleuchtung von 2500 Lux wurde innen mit 34 Lux gerechnet. Die Fensterfläche (19 m²) verhält sich zur Bodenfläche (280 m²) wie 1:14,8 (horizontal angeordnete Fensterbänder und hoch einfallendes Licht). Für die künstliche Beleuchtung wurde Indirektbeleuchtung vorgezogen; es konnte mit den 12 Lampen, je mit 200 Watt bestückt, eine durchschnittliche Lichtstärke von 30 bis 40 Lux erzielt werden.

Für die *Heizung* der Räume sind zwei Kessel vorgesehen, der grosse für die Bedienung des Saales, der

) Vergl. Bd. 90, S. 179, 350* (1927) und Bd. 95, S. 47* (1930).

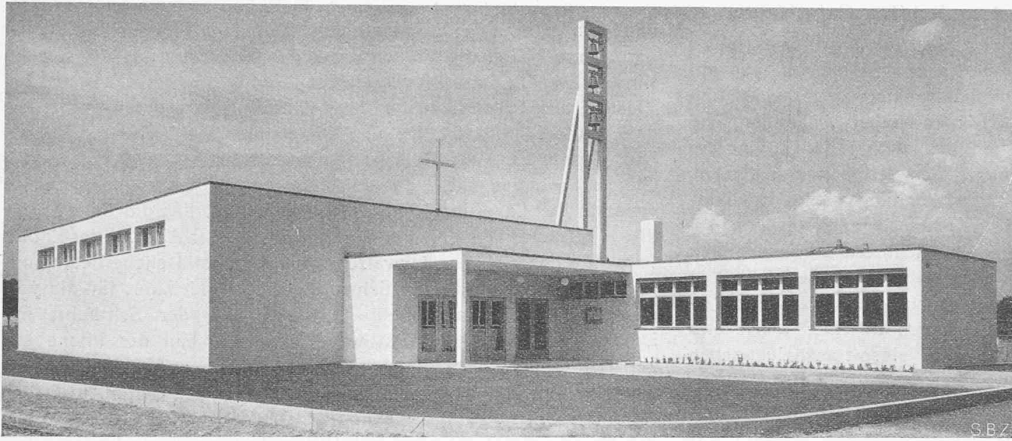


Abb. 7. St. Markuskapelle und Kirchengemeindehaus in Basel. Arch. Rud. Preiswerk, Basel.



Abb. 8. Glockengerüst.

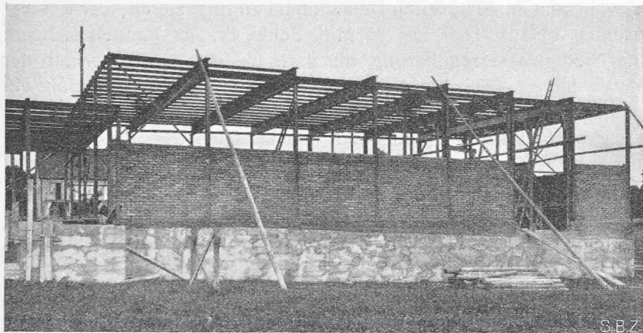


Abb. 16. Eisenkonstruktion und Ausfachung, im Bau.

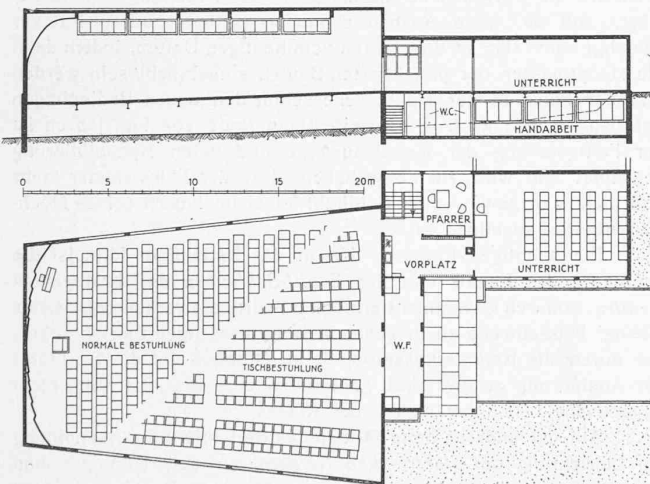


Abb. 15. Grundriss und Längsschnitt. — Masstab 1 : 400.

kleine für die kontinuierliche Heizung der auch während der Woche benützten Nebenräume. Beides sind Warmwasser-Schwerkraftheizungen; der grosse Saal ist mit zwei Luftheizungsaggregaten versehen, die getrennt arbeiten können, eines mit Frischluftzuführung.

Die Sitze im grossen Saal sind in Stahl ausgeführt, was etwas teurer zu stehen kam als in Holz; sie wurden von Bigler, Spichiger & Cie. A.-G. in Biglen geliefert. Die Befestigung der einzelnen Sessel ist mittels einer Verbindungsstange so getroffen worden, dass ein seitliches Verschieben ausgeschlossen ist und daher das sonst so lästige Sesselfücken und Einengen vermieden wird.

Für die Tischanordnung müssen rund 60 Stühle entfernt werden, wofür das Unterrichtszimmer oder das Magazin im Keller dient. Dieses ist durch einen Deckel mit der Vorhalle verbunden, sodass die magazinierten Tische auf kürzestem Wege in den Saal gebracht werden können;

sie beanspruchen im Keller eine Grundfläche von nur 3 m², da sie zusammenklappbar sind. Im Saale aufgestellt können an diesen 45 Tischen bequem 270 Personen sitzen; die Tischreihen sind in der Längsrichtung des Raumes aufgestellt, um die Zugänglichkeit und die Bedienung von der im Treppenhaus liegenden Teeküche zu erleichtern (Abb. 15).

Die zur Verfügung gestellte Bausumme war bescheiden. Es wurde aber überall darauf gesehen, nicht unter eine gewisse Qualität zu gehen und durch vielfache Berechnungen nachgeprüft, was am zweckmässigsten angewendet werden könnte. Die Baukosten ergeben, mit Ausschluss des Glockengerüsts und der Glocken, aber einschliesslich Honorar und Umgebungsarbeiten Fr. 96 124,20. Der umbaute Raum beträgt nach den S.I.A.-Normen 2 434 m³, sodass der m³ auf Fr. 39,50 zu stehen kommt. Bei Einschluss der Möblierung erhöht sich dieser Preis auf 47 Fr./m³.

Der freistehende „Glockenturm“ geht auf eine Anregung des Architekten zurück, wurde aber nicht nach seinen Plänen ausgeführt: Leider hat man die Flanschen der Differdinger-I durch Deckplatten zugeschweisst, sodass das Eisengerüst nun wie aus Eisenbeton oder dergleichen aussieht.³⁾ — Der elektrische Glockenantrieb kann im Vorplatz eingeschaltet werden.

Der Kirchenbau wurde 15. Juli 1931 begonnen und am 8. Mai 1932 vollendet.

Von der Rhone-Rhein-Schiffahrtsverbindung.

Anlässlich der letzten Generalversammlung der „Sektion Ostschweiz“ des Schweiz. Rhone-Rhein-Schiffahrts-Verbandes hat ihr gegenwärtiger Präsident, Dr. Ing. Henry Favre den Jahresbericht 1931/32 erstattet, der sich durch die Sachlichkeit auszeichnet, mit der die Aussichten einer transhelvetischen Wasserstrasse besprochen werden. Es ist unsern Lesern wohl bekannt, dass wir, so überzeugte Befürworter der schweiz. Rheinschiffahrt wir sind, für ein schweiz. Binnenschiffahrtsnetz, wie es vor etwa zwanzig Jahren so laut propagiert wurde, uns nie erwärmen konnten. Nachdem nun aber die Binnenschiffahrtsfreunde selbst dazu gekommen sind, den bau- und verkehrswirtschaftlichen Gegebenheiten Rechnung tragend, ihre anfänglichen Uebertreibungen erheblich zu dämpfen, zögern wir nicht, auch über dieses Verkehrsproblem, so wenig „brennend“ es auch ist, einmal etwas eingehender zu berichten, als es uns früher nötig schien. Wir beginnen mit der auszugswisen Wiedergabe des vorerwähnten Jahresberichtes.

³⁾ Dieses Glockengerüst hat übrigens einen ehrwürdigen Vorläufer: Die vier, die Jahreszahl 1513 tragenden Glocken von Avers (Graubünden, 1956 m ü. M.) hingen etwa 200 Jahre lang im Freien, in einem Holzgerüst auf einem der Kirche benachbarten Bühl („Cresta“), bis die sehr arme Gemeinde sich zu einem Turmbau entschliessen konnte.

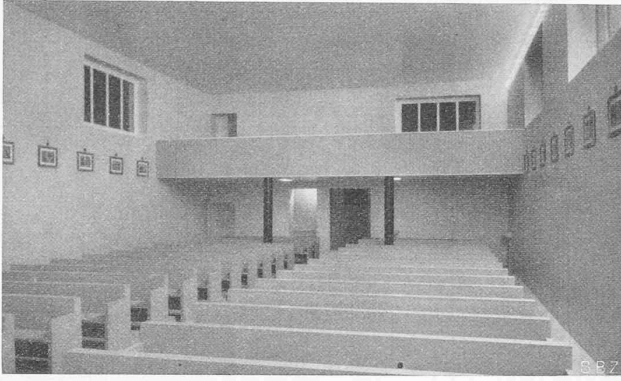


Abb. 4. Das Innere, gegen Eingang und Empore.

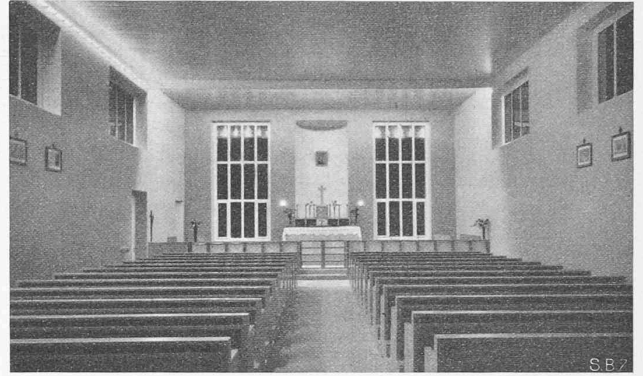


Abb. 5. Chorseite mit Altar.

zeigen die Untersuchung für die Belastung $P = 2,1 \text{ t}$: Abb. 15b stellt schon die richtige Momentenlinie, Abb. 15c die y' -Lastfläche und Abb. 15d die Biegelinie dar. Im verzerrt gezeichneten Trägerlängsschnitt Abb. 15a sind die Gebiete, in denen die Elastizitätsgrenze $\sigma_E = 1,9 \text{ t/cm}^2$ überschritten ist, umrandet, und jene, in denen die Streckgrenze $\sigma_S = 2,51 \text{ t/cm}^2$ (zugehörige Dehnung $\varepsilon_S = 0,223 \text{ ‰}$) erreicht und überschritten ist, als schwarze Flächen dargestellt. Es ist zu ersehen, dass nach dieser Rechnung die plastische Durchdringung des Querschnittes 1 unter $P = 2,1 \text{ t}$ schon weit vorgeschritten ist; der nicht fließende Teil des Steges ist nur mehr 3 cm, der rein elastisch verformte Teil nur mehr 1,2 cm hoch. Der absolute Wert des Stützenmomentes ist auch schon auf den 0,94 fachen Betrag des Feldmomentes in 1 angewachsen. In Abb. 15e ist noch der Verlauf der Biegungsspannungen für die Querschnitte 1, 2 und 3 dargestellt.

In gleicher Weise wurden auch für andere Lastwerte Durchbiegung und Randdehnungen ermittelt; die erhaltenen Werte sind ebenfalls in Abb. 12, bzw. 13 abgetragen und durch gestrichelte Linienzüge (δ_m), (ε_1), (ε_2) und (ε_3) verbunden, sodass dort die beobachteten und errechneten Formänderungsgrößen unmittelbar verglichen werden können. Es ist zu sehen, dass in qualitativer Hinsicht zugeordnete Linienzüge verhältnismässig gut übereinstimmen, dass aber quantitativ unter den höchsten Lasten grössere Abweichungen auftreten. Die Übereinstimmung wäre aber auch in dieser Hinsicht befriedigend, wenn die gerechneten Formänderungsgrößen Lasten zugeordnet werden, die nur um 2 ‰ kleiner sind als die der Rechnung zugrundegelegten.

Die Schaubilder der beobachteten Dehnungen (Abb. 13) zeigen durchwegs den erwarteten Verlauf: während der rein elastischen Verformung, sowie anfänglich nach Eintritt bleibender Formänderungen bei 2, bzw. 1, sind die Randdehnungen ε_2 die grössten; bei $P = 1,94 \text{ t}$ überschneiden sich aber die ε_1 - und ε_2 -Linien und fortab ist $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$. Die Randdehnungen ε_3 steigen zunächst nur langsam an und beginnen erst nach $P = 2,1 \text{ t}$ rasch anzuwachsen; der dem Momentenausgleich entsprechende Schnitt zwischen der ε_1 - und ε_3 -Linie hätte sich erst bei ungefähr $P = 2,3 \text{ t}$ ergeben. Wie Abb. 13 zeigt, wurde die Streckspannung zuerst an den Rändern des Querschnittes 1, und zwar unter $P = 1,96 \text{ t}$ erreicht; unter $P = 2,02 \text{ t}$ trat sie auch schon an den Rändern des Querschnittes 2 auf. Für den vorliegenden Querschnitt sind unter den getroffenen Voraussetzungen die Dehnungen an den innern Flanschrändern gleich den 0,87-fachen Dehnungen an den Aussenrändern. Damit ist aus Abb. 13 zu entnehmen, dass unter $P = 1,99$, bzw. $2,08 \text{ t}$ die Flanschen in 1, bzw. 2 von der Streckspannung durchsetzt waren. Unter den Lasten $P = 2,08 \text{ t}$ waren also die Flanschen innerhalb eines ungefähr 760 mm langen Trägerabschnittes vollständig plastisch geworden. Während des Belastungsvorganges wurde für diesen Träger teil bereits unter $P = 1,75 \text{ t}$ der Kippbeginn und unter $P = 1,9 \text{ t}$ bei m (Abb. 15a) eine seitliche Ausweichung von $\frac{3}{4} \text{ mm}$ beobachtet. Die Pfeilhöhe der seitlichen Ausbiegung

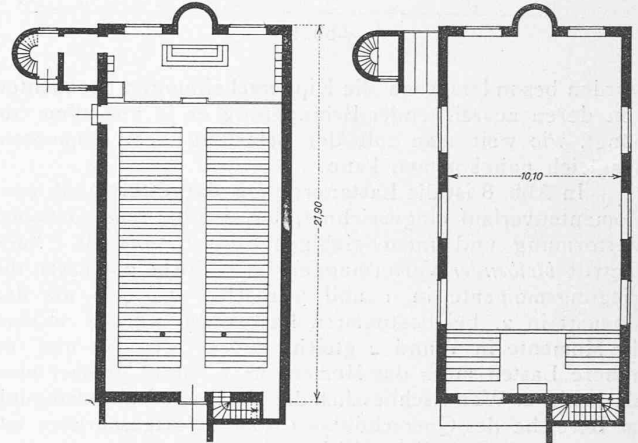


Abb. 6. Katholisches Bergkirchlein Lourtier, Val de Bagnes, Wallis. Architekt Alberto Sartoris, Rivaz. — Grundrisse 1 : 400.

stieg dann unter $P = 2,0, 2,1, 2,15, 2,2 \text{ t}$ der Reihe nach auf 1,5, 3, 5 und 16 mm an. Nach der Laststufe $P = 2,2 \text{ t}$ wurde der Versuch abgebrochen; rechnungsgemäss hätte unter diesen Lasten der Momentenausgleich zwischen 1 und 3 schon zustande kommen müssen. Tatsächlich war der Ausgleich noch nicht vollkommen erreicht; die zu $P = 2,2 \text{ t}$ gemessenen Dehnungen ε_1 und ε_3 (Abb. 13) sind noch sehr verschieden gross (rd. 0,6 und 1,3 ‰). Das Stützenmoment hatte jedoch, nach der Grösse dieser Dehnungen in Abb. 14 zu schliessen, schon den 0,98fachen Wert des Feldmomentes in 1 erreicht. Der Träger hätte auch noch einer weiteren Laststeigerung standgehalten. Unter $P = 2,2 \text{ t}$ betrug die Durchbiegung im Punkte m ... 7,1 cm, also $\frac{1}{42}$ der Feldweite. Wie aus Abb. 13 zu ersehen ist, wurde der Verfestigungsbereich ($\varepsilon = 1,7 \text{ ‰}$) an keiner Stelle des Trägers erreicht. Das Rechnungsverfahren wird etwas umständlicher, wenn an gewissen Stellen Entlastungen auftreten.

Die Versuchsergebnisse sollen noch mit den Ergebnissen der Näherungsrechnung verglichen werden. Nach dieser Berechnungsart wird vollständiger Momentenausgleich vorausgesetzt, das tragbare Moment der Querschnitte aber aus Widerstandsmoment \times Streckspannung gebildet, womit auch bei wiederholten Lastenwirkungen schon vielfach das Auslangen zu finden ist. Für den Versuchsträger ist nun

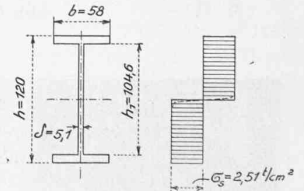


Abb. 16

$W = 54,7 \text{ cm}^3, \quad \sigma_S = 2,51 \text{ t/cm}^2,$
daher das tragbare Moment seines Querschnittes $M^T = 137,5 \text{ tcm}$. Andererseits ist nach Abb. 9 ... $M_1 = -M_3 = 77,17 P$; aus $M_1 = M^T$ folgt daher $P^T = 1,8 \text{ t}$.

In Wirklichkeit war unter diesen Lasten das Biegemoment in 2 noch grösser als das in 1 und das Stützenmoment