

# Der Umbau des Castieler-Viaduktes der Linie Chur-Arosa der Rhätischen Bahn: die neuen Ueberbauten in Stahl

Autor(en): **Eisenbaugesellschaft Zürich**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **123/124 (1944)**

Heft 23

PDF erstellt am: **20.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-54060>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.



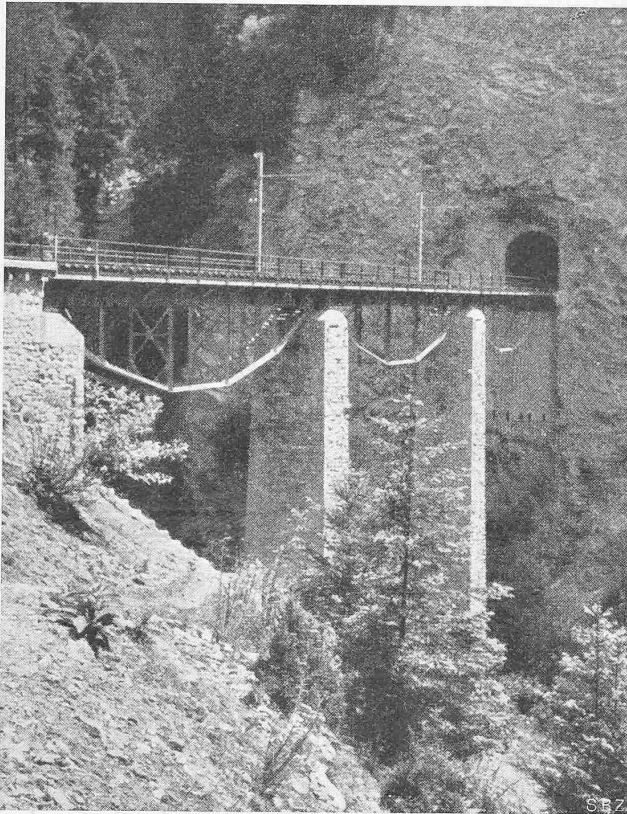


Abb. 36. Gesamtbild des umgebauten Castieler-Viadukts

Diese nicht sehr grossen Spannweiten erlaubten, Längs- und Querträger zu sparen und die hölzernen Querschwellen direkt auf die Hauptträger zu verlegen, die deshalb einen Abstand von 1,60 m erhielten (Abb. 19). Ein grösserer Hauptträgerabstand wäre auch wegen der Pfeiler und Widerlager nicht möglich gewesen. Da diese aus den alten Gewölben durch Abschroten hergestellt werden mussten, waren ihre Abmessungen beschränkt. Zudem musste noch mit Lagerverschiebungen bei allfälligen Nachregulierungen gerechnet werden. Um aber für die Windverbände eine grössere horizontale Breite zu erhalten, wurden die Gehweg-Randlängsträger als Gurtungen der Windverbände herangezogen, wodurch diese eine Breite von 3,80 m erhalten konnten, d. h. ein Verhältnis von Trägerhöhe zur Spannweite von etwa 1/13,6 bis 1/15,0 (Abb. 19, auch Abb. 21 oben, S. 283).

Bei den weiteren Erwägungen hinsichtlich Wahl des Hauptträger-Systems wurde von der aus vorgenannten Gründen zweckmässigen direkten Obergurt-Belastung ausgegangen. Die Möglichkeit reiner Vollwandträger schied wegen der Schwierigkeiten der Materialbeschaffung aus. Es waren somit Fachwerke mit biegezugfestem Obergurt zu erwägen. Bei der Festlegung der Untergurte und deren Füllungsglieder musste nun vor allem der Montagevorgang berücksichtigt werden. Es waren nämlich die unteren Hauptträgerhälften zwischen die Gewölbegerüstungen einzubauen. Um eine Kollision der hölzernen Gerüstungen mit der Stahlkonstruktion auf ein Minimum zu bringen, war ein Hauptträger-System mit möglichst wenig Füllungsgliedern anzustreben. Diese Bedingung erfüllte am besten der unterspannte Balken mit biegezugfestem Obergurt als Versteifungsträger. Bei den vorliegenden Stützweiten war ein fünffeldriger Balken dieser Art am zweckmässigsten. Die Beachtung der ästhetischen Wirkung ergab, dass dieses aus wirtschaftlichen und montageteknischen Gesichtspunkten gewählte System auch ein sehr befriedigendes und sinnfälliges Aussehen des Bauwerks ergab (Abb. 36).

Alle diese Erwägungen verschiedenster Art führten zu folgendem *Brückensystem*:

Kragträger im Tunnel Seite Arosa, mit Verankerungsquerträger am bergseitigen Ende. Drei einfache Balkenbrücken, ausgebildet als fünffeldrige, unterspannte Balken mit biegezugfestem Obergurt als Versteifungsträger. Verbindung der Balkenbrücken untereinander und mit dem Kragträger durch in der Brückenaxe liegende Gelenkbolzen. Lagerung der drei Balkenbrücken auf zwei festen Lagern Seite Arosa, auf dem Kragträger, und auf zehn beweglichen Rollenlagern (zwei auf Widerlager Seite Chur und je vier auf jedem Pfeiler).

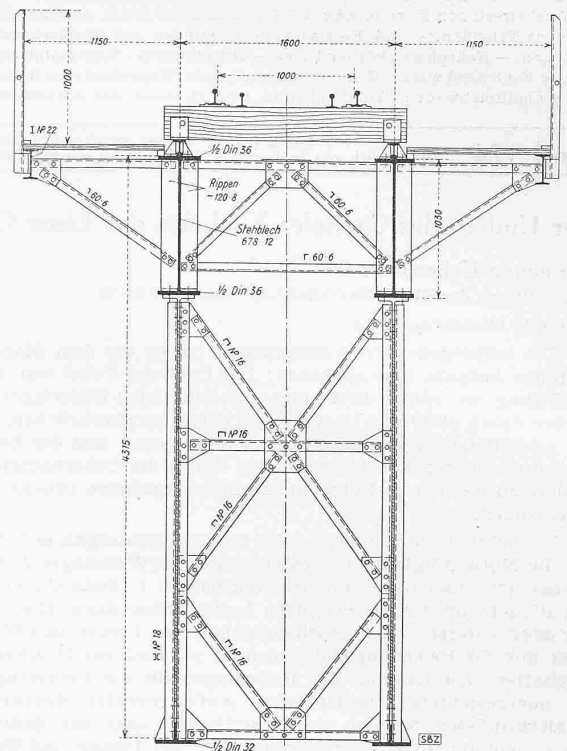


Abb. 19. Querschnitt in Trägermitte. Masstab 1 : 50

(Zur Bequemlichkeit für den Leser aus Nr. 22 wiederholt)

Entwurf und Ausführung Eisenbaugesellschaft Zürich

#### Konstruktion der stählernen Ueberbauten

Die *Versteifungsträger* der drei Brücken sind geschweisste Träger von 1030 mm Höhe (Abbildung 19). Sie bestehen aus zwei halbierten I Din-Trägern 34 ÷ 36 mit dazwischen geschweisstem Stegblech von 12 mm Stärke. Die Verbindungsnaht zwischen den I Din und den Stegblechen ist als X-Naht ausgebildet. Die Versteifungsträger sämtlicher Brücken sind in drei Teilen auf die Baustelle geliefert worden; sie enthalten daher je zwei Montagestösse, die auf der Baustelle ausgenietet wurden (Abb. 21, S. 283). Die hölzernen Querschwellen lagern nicht direkt auf dem Obergurt, sondern auf umgekehrten Eisenbahn-Schienen, die die Auflast zentrisch auf die Hauptträger abgeben und die Rostbildung, die unter direkt aufliegenden Holzschwellen leicht eintritt, vermeiden. Diese Schwellentragschienen sind mittels angeschweisster Winkelkonsolen auf die Versteifungsträger aufgeschraubt. Die einzelnen Schienenstücke besitzen eine Länge von nur etwa 2,5 m und sind, zur Vermeidung einer statischen Mitwirkung zusammen mit den Versteifungsträgern untereinander nicht gestossen. Für die Befestigung der hölzernen Tragschwellen besitzen sie aufgeschweisste L-Eisen (Abb. 22, S. 282).

Der *Untergurt* der Hauptträger besteht aus halbierten I Din-Trägern 30 ÷ 32. Sie wurden ebenfalls in drei Teilen auf die Baustelle geliefert, was besonders wegen des Einbaues zwischen die hölzernen Gerüstungen notwendig war. In jedem Untergurt waren somit zwei Montagestösse und zwei Anschlüsse an den Versteifungsträgern auf der Baustelle auszunieten. Für den Anschluss der Untergurte und für die Aufnahme der Lager erhielten die Versteifungsträger an den Enden verstärkte, eingeschweisste Stegbleche von 15 mm Dicke.

Die *Hauptträger-Pfosten* bestehen aus Doppel-□-Eisen. Sie sind durch Querverbände gegenseitig ausgesteift. Bei der Dimensionierung der Pfosten und Querverbände musste darauf Rücksicht genommen werden, dass vorübergehend, bis zum vollständigen Abbruch der Gewölbe, die Querverbände nicht an allen Stellen voll eingebaut werden konnten, die Brücken aber trotzdem in Betrieb genommen werden mussten (Abb. 21, S. 283).

In der Mittelöffnung beträgt die Durchbiegung der Hauptträger aus ständiger Last 6,1 mm und aus Verkehrslast 16,7 mm, somit total 22,8 mm. Das Hauptträgersystem erhielt eine Ueberhöhung von 15 mm (6 mm für ständige Last + 9 mm für Verkehrslast). Die Versteifungsträger wurden hinsichtlich der Biege-, Schub- und Vergleichspannungen eingehend untersucht. Der zulässige Abstand der eingeschweissten Versteifungsrippen wurde auf Grund der Beulsicherheit der Stegbleche festgestellt.

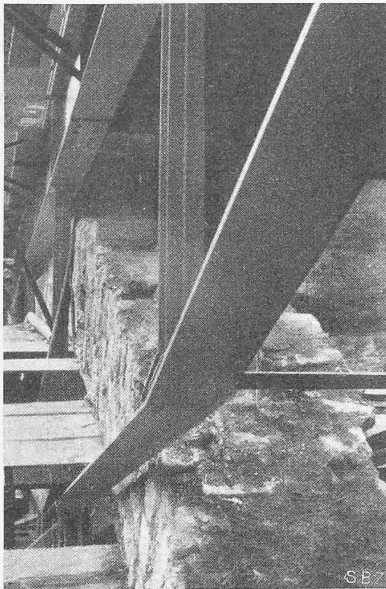


Abb. 40. Die Eisenkonstruktion neben der mittlern Gewölberippe

Um für die *Windverbände* vermehrte Breite zu gewinnen, wurden die Gehsteg-Randlängsträger als deren Gurtungen ausgebildet, an Stelle der Hauptträger, was schon früher berührt worden ist (Abb. 19). Die Windverbandstreben werden durch die Hauptträger unterbrochen und sind an diese angeschlossen. Wo hierfür Knotenbleche notwendig waren, wurden diese an die Hauptträger nicht angeschweisst, sondern angenietet, um für die Hauptträger mit ihrer dynamischen Beanspruchung plötzliche Querschnittsänderungen zu vermeiden, welche Stellen bekanntlich die Dauerfestigkeit sehr ungünstig beeinflussen. Demgenieteten Knotenblechanschluss haftet

dieser schädliche Einfluss infolge seiner grösseren Elastizität viel weniger an. — Die *Kragträger* im Tunneleingang Seite Arosa sind gleich konstruiert wie die Versteifungsträger der unterspannten Brückenträger (Abb. 35).

Sämtliche *beweglichen und festen Auflager* sind aus hochwertigem Stahlguss erstellt. Die Abdeckung der Pfeiler und Widerlager durch *Stahlplatten* zum Aufschweissen der untern Lagerplatten wurde im Vorhergehenden schon genannt. Diese Stahlplatten ruhen auf eisernen Schwellen II NP 50, die zwei Funktionen zu erfüllen haben. Im Bauzustand hatten sie vor dem Ausbetonieren der Pfeilerköpfe die Lasten freitragend auf die vorhandenen Stirnmauern zu übertragen. Im fertigen Bauwerk dienen sie zur gleichmässigen Verteilung der Lasten auf die alten Stirnmauern und den neuen Betonkern innerhalb derselben.

Die *Berechnung* der eisernen Ueberbauten erfolgte nach der eidg. Vorschrift vom 14. Mai 1935. Die gesamte ständige Last der Brücken beträgt 1,52 t/m' Brücke. Als Verkehrslast wurde eine unbeschränkte Anzahl von Motorwagen von je vier Achslasten von 14 t und einem Laufmetergewicht von 4,15 t/m' eingeführt. An den Brückenden waren infolge der Kurven *Flihkkräfte* zu berücksichtigen. Als Gleichung der Uebergangskurven wurde hierbei eingeführt  $y = \frac{x^3}{4752}$  (in m). Die Ver-

kehrslasten und *Flihkkräfte* wurden mit der für elektr. Betrieb und geschweisste Schienenstösse geltenden Stossziffer, die zwischen 24% und 26% schwankte, multipliziert. Alle übrigen *Krafteinflüsse*, wie Wind, Bremsen usw., sowie die zulässigen Spannungen entsprechen genau den genannten eidg. Vorschriften. Als

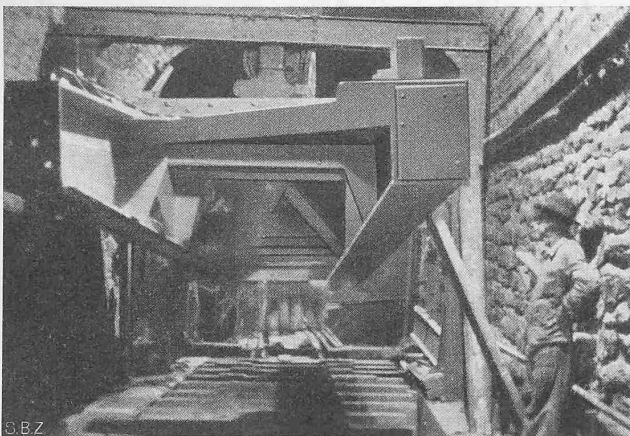


Abb. 38. Einbau des Kragträgerpaares im Tunnel am umlegbaren Abnahmebock (in Abb. 37 «Montage-Portalkran»)



Abb. 39. Einbau der Versteifungsträger in je drei Stücken

Stahlmaterial haben wir St. 37 verwendet. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktionen beträgt 89,2 t, der Stahlgusslager 2,3 t.

*Montage der eisernen Ueberbauten*

Der Ersatz der Schienen durch Schienenbündel und deren Stützung durch Stempelgerüste ist in dem der Beschreibung der Stahlkonstruktion vorangehenden Kapitel bereits dargestellt (Abb. 22, S. 282). Die Montage des eisernen Ueberbaues wurde mit Hilfe eines Portalkranes von 3 t Tragkraft und 15 m Höhe durchgeführt (Abb. 21, S. 283). Die beiden *Fahrbahnen* lagen ausserhalb der Flucht der steinernen Gewölbe und Pfeiler. Zur Unterstützung der Fahrbahnen wurden in jedem Gewölbe je drei Träger I Din 26 in die hölzernen Gerüste eingebaut (Abb. 33, S. 284). Bei den Pfeilern waren ausserdem noch *Hängekonsolen* notwendig, die so ausgebildet werden mussten, dass die Pfeilerköpfe für die Einbringung der Auflagerschwellen und die Erstellung der Eisenbetonquader frei blieben und dass trotzdem das Pfeilermauerwerk geschont wurde. Die *Fahrbahn* des Portalkrans lag in einer Neigung von 70‰; die Bewegung des Krans geschah durch zwei Seilwinden, die auf Podesten im untern Kranteil, auf der Höhe der Rollenträger untergebracht waren. Ihre Drahtseile wurden an den Rollenträgern befestigt und

liefen über Umlenkrollen an den oberen Enden der Fahrbahnen zurück zu den Seilwinden. Diese hatten somit die Hälfte der Lastkomponente aus der Bahnneigung aufzunehmen.

Die Montage begann mit dem Einbau des *Kragträgers* samt Verankerung im Tunnel Seite Arosa. Da für den Ab- und Einbau dieser Teile der Portalkran nicht benützt werden konnte, wurde hierfür ein besonderer *Abnahmebock* im Tunnel aufgestellt, mit dem die Konstruktionen vom *Bahnwagen* abgehoben

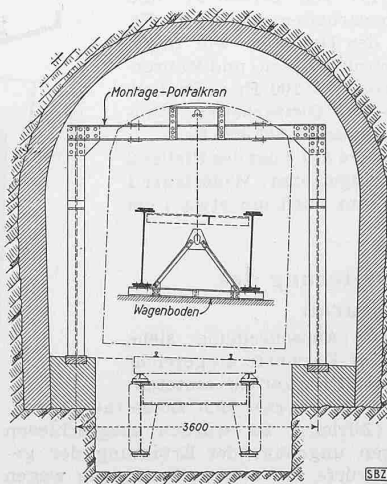
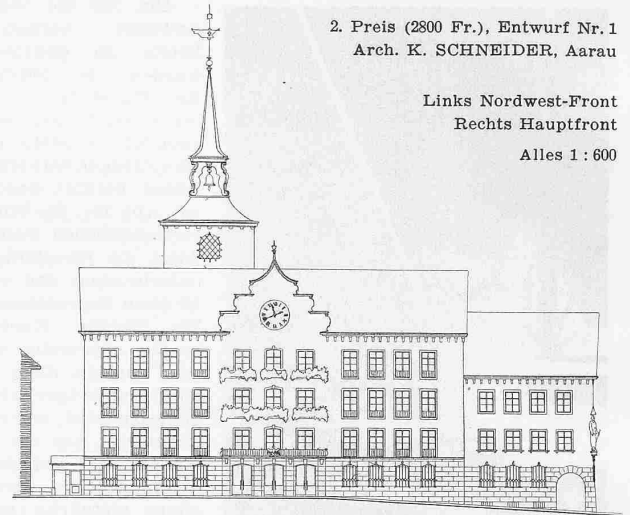
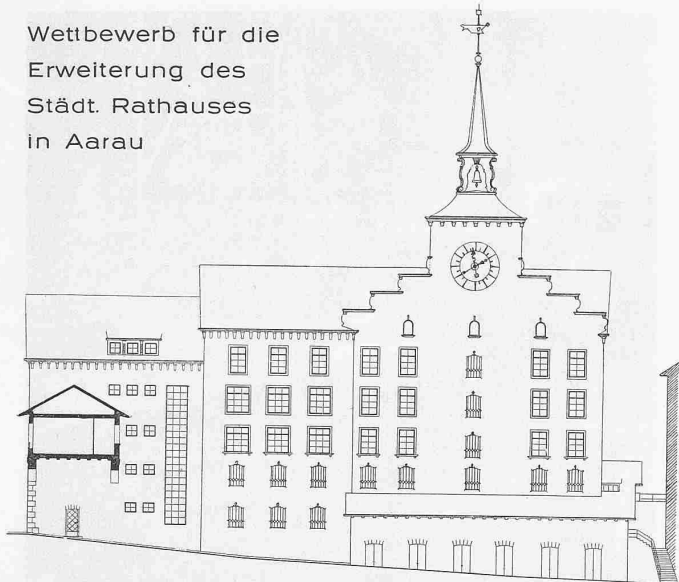


Abb. 37. Abnahmebock im Tunnel. 1 : 100

Wettbewerb für die  
Erweiterung des  
Städt. Rathauses  
in Aarau



2. Preis (2800 Fr.), Entwurf Nr. 1  
Arch. K. SCHNEIDER, Aarau

Links Nordwest-Front  
Rechts Hauptfront

Alles 1: 600

und nach Entfernen desselben und der Schienen in die vorbereiteten Gruben abgesenkt werden konnten (Abb. 37, 38).

Hieran anschliessend erfolgte die Montage der unterspannten Balken, in der Richtung von Arosa gegen Chur, mit Hilfe des Portalkrans (Abb. 39). Die Versteifungsträger mussten hierbei seitlich unter die Stempelgerüste gebracht werden. Diese in einem Abstand von etwa 2,80 m stehenden Stempelgerüste trugen nämlich eiserne Querschwellen von 2,50 m Länge auf den Kantholzpfeuern im Abstand von Aussenkant zu Aussenkant von 1,25 m. Die Versteifungsträger mussten, an der Katze hängend, seitlich unter die vorspringenden Enden der eisernen Querschwellen, nahe an die Pfosten herangebracht und auf Holzböcke abgesetzt werden, die ihrerseits auf den Gewölberüstungen ruhten. Die links- und rechtsseitigen Versteifungsträger wurden durch Zugschrauben gegeneinander verspannt. Auf den Holzböcken ruhend, konnten, vor der Ausnietung der Stösse, die Versteifungsträger die richtige, überhöhte Form erhalten. Hierauf erfolgte das provisorische Verschrauben der Stösse der Versteifungsträger und Untergurte und später ihre Ausnietung. — Die Montage der Stahlkonstruktion dauerte vom 14. Aug. bis 30. Sept. 1942. Einige Stäbe der Querverbände konnten wegen der Gewölberüstungen vorläufig nicht eingebaut werden. Wie an früherer Stelle bemerkt, waren aber alle Teile so bemessen, dass die Brücken durch Einziehen der Holzschwellen und Verlegen der definitiven Schienen trotzdem dem Verkehr übergeben werden konnten, vor dem Abbruch der Gewölberüstungen. Am 9./10. Oktober 1942 fand eine Belastungsprobe mit Spannungsmessungen statt, die gute Uebereinstimmung der Wirkungsweise der Brücken mit der Berechnung ergaben. Die fehlenden Querverbandstreben wurden im Frühjahr 1943 eingebaut. —

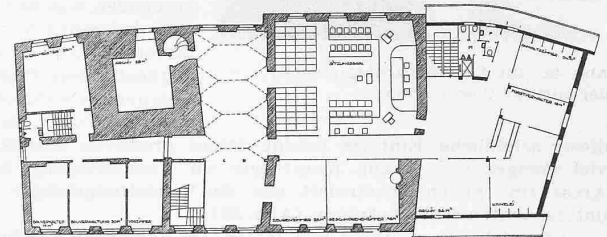
#### Baukosten

Gegenüber den ursprünglichen Baukosten des gewölbten Viadukts (1913/14) von 144 000 Fr. und den frühern Rekonstruktionsarbeiten von 146 000 Fr. stellten sich die Kosten des Umbaus wie folgt: Gerüstungen 70 400 Fr.; Abbruch, Beton- und Maurerarbeiten 81 700 Fr.; Eisenbau 161 100 Fr.; Studien, Kraftstrom, Fahrleitungs- und Gleisarbeiten, Bauleitung 52 200 Fr., somit insgesamt 365 400 Fr.

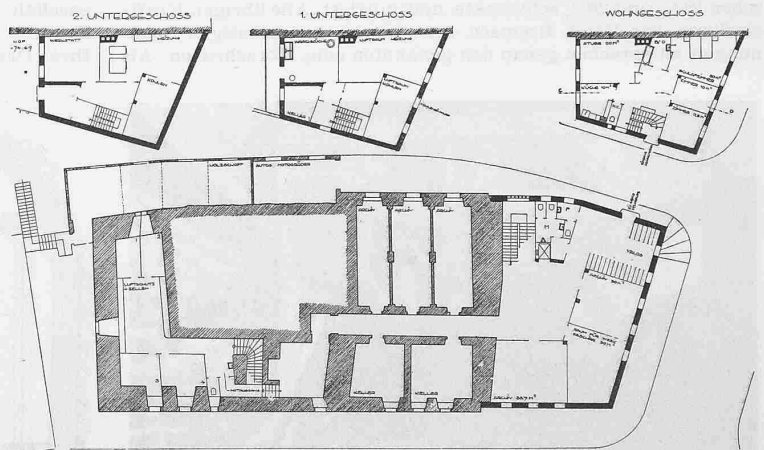
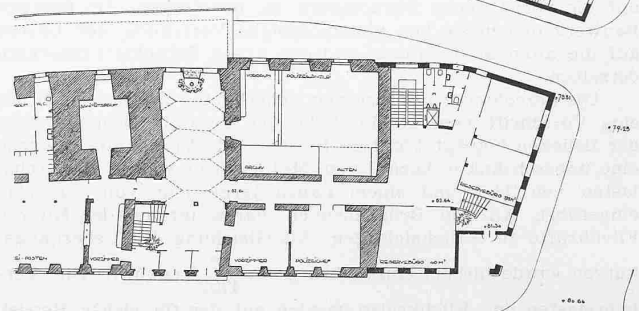
Seit dem Einbau der Sperre am Fuss des Pfeiler 2 (Abb. 18, S. 281) ist Ruhe eingetreten; Widerlager 1 hat sich innert Jahresfrist nur noch um etwa 1 cm talwärts bewegt.

#### Wettbewerb zur Erweiterung des Rathauses der Stadt Aarau

In diesem Wettbewerb (Ausschreibung siehe Bd. 123, Seite 108) sind zwölf Entwürfe eingereicht worden. Als Architekten im Preisgericht amtierten: M. Risch (Zürich), Fritz Hiller (Bern), Hch. Liebetrau (Rheinfelden) und W. Henauer (Zürich). Es wurden ausgeschieden im ersten Rundgang wegen ungenügender Erfassung der gestellten Aufgabe zwei Entwürfe, im zweiten Rundgang wegen erheblichen Mängeln weitere drei Entwürfe, sodass noch deren



Grundrisse 1: 600 vom Keller (unten)  
Erdgeschoss (Mitte) und 3. Stock



sieben in engerer Wahl verblieben und im Bericht des Preisgerichts besprochen werden. Von diesen wurden fünf prämiert und zwei angekauft zu je 750 Fr.; drei der ausgeschiedenen erhielten Entschädigungen von je 500 Fr. Die Prämierten sind wie folgt beurteilt worden: