

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 96 (1978)
Heft: 6

Artikel: Foundationen und Tragkonstruktionen des Zentralschweizerischen Technikums Luzern
Autor: Schellenberg, Heinrich
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73627>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 20.01.2026

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

Baustoffprüf-Groblabor
Baustoffprüf-Feinlabor
Erdbaulabor mit Sieblabor
Labor für Felsmechanik
Modellbauraum
vermessungstechnische Einrichtungen

Daten

Wettbewerbsentscheid
Genehmigung Vorprojekt 1:200
Baueingabe
Volksabstimmung
Baubewilligung

April 1970
Januar 1971
Dezember 1971
April 1972
Mai 1972

1. Etappe

Baubeginn (Spatenstich)
Aufnahme Schulbetrieb

Juni 1972
September 1974

2. Etappe

Baubeginn
Aufnahme Schulbetrieb

April 1974
August 1977

Anlagekosten nach Voranschlag 1972
Gebäudekosten nach Voranschlag 1972
Kosten pro m³ nach Voranschlag 1972
Umbauter Raum nach Normen SIA
Brutto-Nutzflächen

64,6 Mio Fr.
45,7 Mio Fr.
245 Fr./m³
185 730 m³
35 060 m²

Die Beteiligten

Bauherr

Staat Luzern, vertreten durch das Kantonale
Baudepartement, Baudirektor Dr. Felix Willi
Kantonales Hochbauamt, Kantonsbaumeister
Beat von Segesser, dipl. Arch. ETH/SIA,
Max Herger, Arch. Techn. HTL, Josef Hof-

Oberleitung Bau

Oberleitung schulische Belange

stetter, Baubegleiter, Otto Krütli, Mobiliar-
verwalter

Direktor Josef Ottrubay, dipl. Ing. ETH,
Prof. Franz Blum, dipl. Ing. ETH, Fritz
Hofer, Koordinator und Präsident der Bau-
kommission

Projekt und Bauleitung

Peter Stutz, dipl. Arch. ETH/SIA, Winter-
thur/Luzern. Mitarbeiter Iva Dolenc, Vje-
koslav Munk, Victor Schumacher, Hans
Bardill, Projektleiter, Arthur Weidmann,
Bauleiter

Statik und Ausführung Gebäude

Minikus, Witta und Partner, Zürich; Eduard
Witta, dipl. Ing. ETH/SIA, Franz Minikus,
dipl. Ing. ETH/SIA, Hch. Schellenberg, dipl.
Ing. ETH, Projektleiter

Baukontrolle Gebäude und Statik/Ausführungs- pläne Umgebung Elektroprojekt

Ueli M. Eggstein, dipl. Ing. ETH/SIA, Lu-
zern, Otto Krütli, Projektleiter

Alfred Zaruski, dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC,
Peter Zaruski, dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC,
Projektleitung

Projekt Heizung/Lüftung

Walter Wirthensohn, berat. Ing. ASHRAE/
SWKI

Sanitärprojekt

Karl Boesch, Ing. SIA, Zürich

Bauphysik

Prof. Dr. Ing. chem. E. Amrein, Luzern

Schalltechnische Belange

Prof. Dr. Winkler, Bern

Geologie

Gebr. Mengis, dipl. Ing., Luzern

Umgebung

Fritz Dové, Gartenarch. BSG, Adligenswil

Aufnahmen: Hans Ege, Luzern, S. 83, 85, 86, 87; Michael Wol-
gensinger, Zürich, S. 90; Fred Wirz, Luzern, S. 91.

Fundationen und Tragkonstruktionen des Zentralschweizerischen Technikums Luzern

Von Heinrich Schellenberg, Zürich

Geologische Verhältnisse

Das Gelände besitzt eine mittlere Länge von 350 m und eine mittlere Breite von 150 m. Es steigt mit einer durchschnittlichen Neigung von 6% von Osten nach Westen. Der Boden in der Ebene von Horw, zwischen dem Schattenberg und Birregwald, besteht aus jungen Alluvionen: Feine und weiche Seeablagerungen, durchzogen mit Torf- und anderen organischen Schichten, sowie Deltaablagerungen liegen wechselnd übereinander, zum Teil überdeckt mit Bachschuttkegeln. Die durchgeführten Sondierbohrungen zeigten folgenden Schichtaufbau des Untergrundes:

Die oberste Schicht (zwischen 0 m und 11 m bis 17 m unter Terrain) besteht aus weichen Seebodenlehm (toniger Silt, Feinsand mit verschiedenen mehr oder weniger mächtigen Torfschichten, die bis in eine Tiefe von 16 m reichen und zum Teil mit Linsen aus lockerem Sand-Kies durchsetzt sind). Die mittlere Schicht (zwischen 11 m bis 17 m und 20 m bis 26 m unter Terrain) besteht aus locker bis mittelhart gelagertem Sand- und Kiesmaterial (Deltaablagerungen). Die unterste Schicht von mittelharter bis steifer Lagerungsdichte besteht aus feinen, zum Teil mittelkörnigen Seeablagerungen mit tonigem Silt (Lehm), Sand und vereinzelt Kiesbeimengungen.

Der Grundwasserspiegel liegt rund 1,00 m bis 2,70 m unter Terrain. Die oberen Schichten sind vorwiegend von schwacher Durchlässigkeit (10^{-4} cm/s bis 10^{-3} cm/s).

Alle Gebäude liegen auf einem Baugrund, der in einer Tiefe von 4 m bis 10 m aus setzungsempfindlichen lehmigen und torfigen Materialien besteht. Da die Untergeschosse der Gebäude durchschnittlich nicht über 3 m, maximal 5,50 m unter Terrain reichen, kam eine Flachfundation nicht in Frage.

Grosslabor

Grundwasserabsenkung, Pfählung

Ein Pumpversuch zeigte, dass das Bodenmaterial, in den oberen Zonen mit feineren, durchlässigeren Schichten durchzogen, für das Wellpointverfahren geeignet war. Zur Ausführung gelangte eine Anlage, welche den Grundwasserspiegel rund 4 m absenkte. Da dieser im Mittel 1,80 m unter Terrain lag, wurden zuerst ein Voraushub bis in diese Tiefe gemacht, anschliessend die Filterrohre eingespült, die Wellpointanlage in Betrieb gesetzt und endlich der restliche Aushub von 3,60 m mit Moorraupenfahrzeugen und Löffelbaggern fertiggestellt. Durch dieses Vorgehen konnte auf die teuren rückverankerten Spundwände verzichtet werden und die Baugrubenwände konnten im Winkel von 1:1 natürlich geböscht werden.

Da der Grundwasserspiegel nach Bauvollendung rund 3 m über den Pfahlköpfen liegt, wurden in der Submission auch Holzpfähle ausgeschrieben. Die Offerten zeigten, dass Holzpfähle ohne Betonaufsatz rund 25% billiger waren als die preisgünstigsten Betonpfähle, unter Berücksichtigung der stärkeren Bodenplatte, welche durch die Holzpfähle bedingt wurde. Bekanntlich beträgt die Lebensdauer von Holzpfählen mehrere hundert Jahre, wenn diese vollständig im Grundwasser liegen und das Bodenmaterial nicht aggressiv ist. Die Pfahlköpfe des Grosslabors liegen 1,50 m höher als der tiefste Spiegel des 500 m entfernten Vierwaldstättersees (Tiefstand im April 1917). Da der Grundwasserspiegel stets ein Gefälle gegen den See hin aufweist, ist es nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen, dass dieser unter die Kote der Pfahlköpfe absinkt.

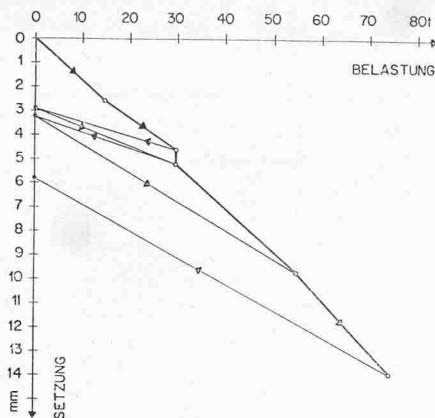


Bild 1 (links). Last-Setzungs-Diagramm des Holzpfales Nr. 1 (Standpfaahl)

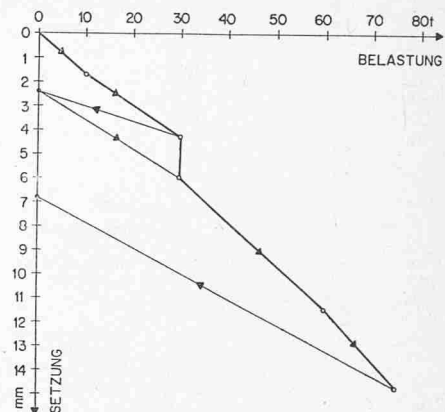


Bild 2 (rechts). Last-Setzungs-Diagramm des Holzpfales Nr. 2 (Reibungspfaahl)

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Holzpfähle wurden zwei Belastungsversuche durchgeführt:

- Belastungsversuch 1: Pfahllänge 8 m, Pfahldurchmesser am Kopf 45 cm, am Zopf 31 cm, Eindringung je letzte Hitze 2 cm. Der Pfahl reichte bis in eine Tiefe, wo durch die Sondierungen eine mittelhart gelagerte Kiessandschicht von rund 4 m Mächtigkeit festgestellt wurde. Er wirkte also als Standpfaahl.
- Belastungsversuch 2: Pfahllänge 15 m, Pfahldurchmesser wie bei Belastungsversuch 1, Eindringung je letzte Hitze 13 cm. Der Pfahl wurde durch die Kiessandschicht hindurch gerammt, wirkte also als Reibungspfaahl.

Die Probelastungen bei beiden Pfählen wurden schrittweise bis auf 75 t erhöht und durch Entlastung unterbrochen. Die Versuche dauerten pro Pfahl 12 Tage.

Ergebnisse (Bild 1 und 2): Die maximale Setzung bei einer Belastung von 75 t betrug bei beiden Pfählen ungefähr 14 mm. Beide Pfähle wiesen also eine ähnliche Tragfähigkeit auf und die bleibende Setzung nach der Entlastung war bei beiden ungefähr 6 mm. Der Bruch des Baugrundes wurde bei 75 t nicht eindeutig erreicht. Immerhin wies der Knick im Belastungs-Setzungs-Diagramm bei rund 55 t darauf hin, dass die Pfahltragfähigkeit bei längerer Belastungsdauer hier wohl ziemlich erschöpft wäre. Mit einem Sicherheitsfaktor von 1,5–2,0 hätte dies eine zulässige Pfahltragkraft von 27–37 t ergeben. Nun wies der Baugrund aber nicht auf dem gesamten Grundriss des Grosslabors die gleich guten Eigenschaften wie an der Stelle der Probelastungen auf. Aus diesem Grunde wurde die zulässige Pfahltragfähigkeit auf 25 t reduziert. Bei den Belastungsversuchen setzten sich die Pfähle bei dieser Last um rund 6 mm. Im allgemeinen machen zwar die Setzungen einer Pfahlgruppe ein Mehrfaches der Setzungen eines Einzelpfaales aus, doch entsprach im vorliegenden Fall das Gewicht des Grosslabors ungefähr dem Gewicht des Aushubmaterials, so dass die tieferen Bodenschichten nicht stärker belastet wurden und demnach mit Gebäudesetzungen von nur wenigen Zentimetern gerechnet werden konnte. Das ganze Grosslabor benötigte 930 Holzpfähle von rund 9 m Länge.

Konstruktion Untergeschoss

Das Gebäude ist ein zweigeschossiger Hallenbau (Bild 3), durch Fussgängerbrücken mit dem Maschinenbau- und Verwaltungstrakt sowie mit dem Elektro-Heizungs-Lüftungs-Klimatrakt verbunden. Das kastenförmige Untergeschoss, mit einem Konstruktionsraster von 9,75 × 9 m, wurde in konventioneller Massivbauweise erstellt und trotz seiner Länge von 120 m nicht dilatiert. Dafür wurden zwei Schwindfugen von 1,20 m Breite, welche durch die Bodenplatte, Kelleraussenwände und Kellerflachdecke gingen, vorgesehen und so das Grosslabor in ungefähr drei gleiche Teile

unterteilt. Diese Fugen blieben rund 6 Monate offen, doch obwohl zur Verminderung der Reibung der Magerbeton unter der Bodenplatte abgewalzt und darauf eine Plastikfolie verlegt worden war, zeigten Messungen der Schwindfugen nur geringe Bewegungen. Offenbar war der Einfluss der Temperatur, es wurde während der Winterzeit betoniert, grösser als das Schwinden des Betons.

Das Kellergeschoss liegt nach Bauvollendung rund 3 m im Grundwasser. Das Kostenverhältnis der drei untersuchten Isolationsvarianten, nämlich Beton mit Zusatzmittel, starre Isolation und elastische Isolation betrug ungefähr 1:2:3,5. Der Bauherr entschloss sich für die billigste Lösung, Beton mit Zusatzmittel, und nahm damit in Kauf, dass gewisse undichte Stellen, die sich bei dieser Isolationsart nicht vermeiden lassen, nachträglich von innen saniert werden mussten. Solche Undichtigkeiten sind rund 6 bis 12 Monate nach Beendigung der Grundwasserabsenkung aufgetreten. Diese abzudichten kostete nur einen Bruchteil der teureren Isolationsvariante.

Stahlkonstruktion

Eine Studie verschiedener Tragsysteme kombiniert mit unterschiedlichen Dach- und Fassadenverkleidungen ergab, dass eine Stahltragkonstruktion mit Durisolelementen verkleidet das günstigste Verhältnis von Kosten und Nutzen erbringen würde. Als Haupttraglelemente der Halle dienen deshalb Stahlrahmen, welche über zwei Felder von 9,75 und 20,25 m gespannt sind. Die geschweissten Dachbinder bestehen aus halben HEA-Profilen und 12 mm starken Stegblechen. Sie sind über der Mittelstütze 1,40 m hoch, gegen die Aussenstützen auf 1,20 m verjüngt. Die Rahmenachsen des kleinen Feldes sind biegesteif geschweisst, das Binderauflager am Ende des grossen Feldes ist gelenkig ausgebildet (Bild 4). Alle drei Pfeiler sind somit aus Stabilitätsgründen in der Massivdecke des Untergeschosses eingespannt. Um die Biegemomente einzuleiten, wurden vor dem Betonieren Bolzenkörbe

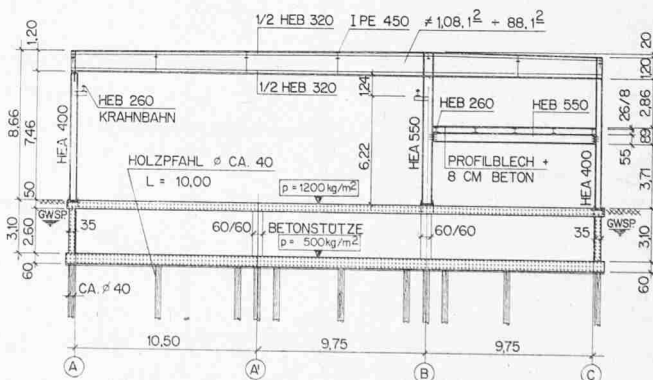


Bild 3. Querschnitt durch Grosslabor

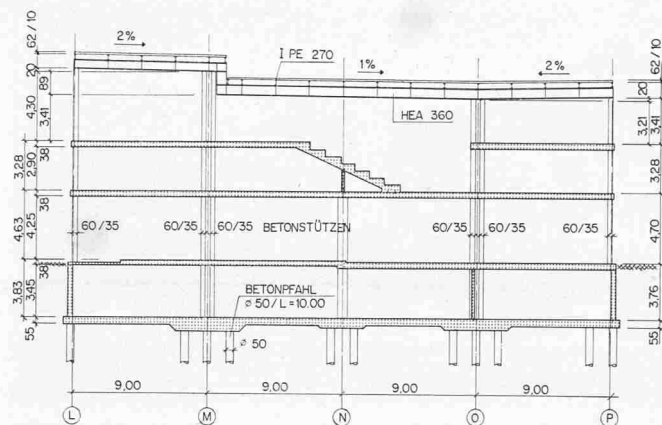
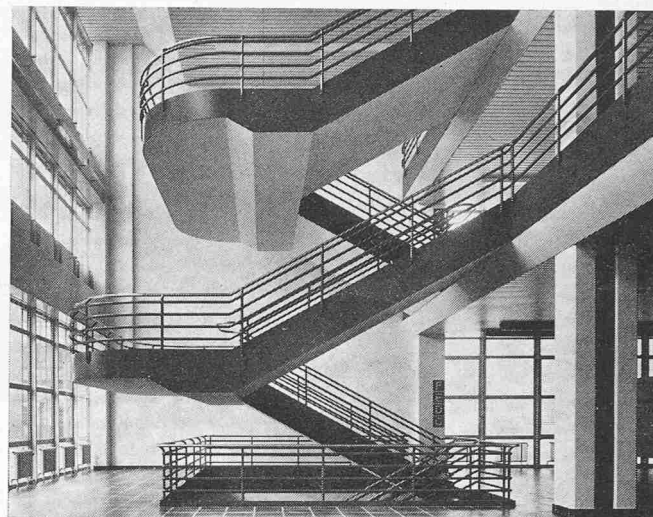


Bild 8 (oben). Querschnitt durch Gemeinschaftstrakt

Bild 9 (rechts). Freitragende Podesttreppen im Gemeinschaftstrakt



Unterrichtstrakte und Kleinlabors

Fundation, Pfählung

Es erwies sich als wirtschaftlich, mit der Gründung der Unterrichtstrakte und des Kleinlabors oberhalb des Grundwasserspiegels zu bleiben, um ohne Grundwasserabsenkung arbeiten zu können. Die Fundationsknoten wurden deshalb so gewählt, dass sie nirgends mehr als 2 m unter der Terrainoberfläche liegen, was zur Folge hatte, dass die 3 Unterrichtstrakte (Bild 6), im vorderen Teil 5geschossig, im hinteren Teil nur 4geschossig sind.

Da keine Kellergeschosse mit tragenden und lastverteilenden Wänden vorhanden sind, werden die Stützenlasten konzentriert auf die Fundation übertragen. Dies erlaubte, Reibungspfähle von grosser Tragkapazität voll auszunützen und damit für die verhältnismässig grossen Spannweiten von $9,00 \times 9,00$ m eine wirtschaftliche Fundation zu erhalten. Nach Pfahlbelastungsversuchen wurden 328 Ortsbeton-Injektionspfähle vom System LS mit einem Pfahldurchmesser von 70 cm, einer mittleren Pfahllänge von 20 m und einer Tragkraft von 160 t je Pfahl ausgeführt.

Tragkonstruktion

Als Tragkonstruktion der Unterrichtstrakte dient ein Skelett. Der Konstruktionsraster ist $9,00/4,50/9,00$ m in der einen und $9,00$ m in der anderen Richtung. Alle drei Unterrichtstrakte sind von den Kleinlabors abdiliert, hingegen weisen die Unterrichtstrakte von je 54 m Länge keine Dilationsfugen auf. Innerhalb dem festgelegten Konzept der Tragkonstruktion wurden eine Reihe von Deckenkonstruktionen untersucht und nach folgenden Hauptkriterien bewertet:

- Eignung für folgendes Versorgungskonzept, das als Ergebnis aus der Bearbeitung der ersten Entwicklungsstufe durch den Architekten und die Spezialingenieure hervorgegangen ist: Vertikalverteilung konzentriert in Steigschächten, stockwerksweise horizontale Hauptverteilung in den Gangzonen, Versorgung der einzelnen Räume durch Abzweigungen von der Hauptverteilung in Querrichtung der Gebäude
- Installationsdurchlässigkeit, d.h. Möglichkeit, die Deckenkonstruktionen mit der Installation zu durchdringen. Es wird zwischen vertikaler und horizontaler Installationsdurchlässigkeit und zwischen Durchlässigkeit für geplante und ungeplante Leitungsführung unterschieden
- Baukosten
- Eignung der Deckenkonstruktion für andere Gebäude, wie Kleinlabors und Gemeinschaftstrakt
- Bau- bzw. Montagefortschritt, Wetter- und Saisonunabhängigkeit

- Eigengewicht der Konstruktion
- Schwierigkeitsgrad der Konstruktion.

Folgende Deckenvarianten wurden durchgerechnet und bewertet:

- Flachdecke aus Ortsbeton, schlaff armiert
- vorgespannte Flachdecke aus Ortsbeton
- vorfabrizierte Betonunterzüge in Querrichtung und darauf vorfabrizierte Rippenplatten
- Stahlkonstruktion, bestehend aus Rahmen, Sekundärträger, Profilblech und Überbeton
- Trägerrostdecken

Wie die Bewertung zeigte, eigneten sich die Ortsbetonflachdecken mit schlaffer Armierung am besten und führten zur preisgünstigsten Lösung. Beim Unterrichtstrakt der 1. Bauetappe wurden die Flachdecken 30 cm stark, die Ortsbetonstützen 60/60 cm ausgeführt. Grosse Beachtung musste dem Durchstanzen geschenkt werden, da sich bei jeder Innenstütze eine Aussparung von 25/35 cm befindet, die das vierseitige Auflegen der Decken verunmöglicht. Bei den beiden Unterrichtstrakten der 2. Bauetappe entschied man sich für zwei vorfabrizierte Betonstützen von je 30/60 cm mit einem Abstand von 26 cm, um die Aussparungen zwischen den Stützen anordnen zu können. Durch eine teilweise Änderung der Leitungsführung konnte zudem der Raum zwischen abgehängter Decke und UK Betondecke um 5 cm verkleinert werden, was eine Erhöhung der Betondeckenstärke auf 35 cm erlaubte.

Eine im Hochbau nicht alltägliche Lösung wurde wegen der dreigeschossigen Auskragung an der Ostfassade für die Verbindung der Stützen mit der Decke erforderlich: Durch den Rücksprung der Fassadenstützen im C-Geschoss um 1,40 m mussten 230 t abgefangen und die Decke verstärkt werden. Um aber die zurückversetzten Stützen nicht zusätzlich durch Biegemomente zu stark zu belasten, wurden an den Stützenköpfen Betongelenke ausgebildet (Bild 7).

Gemeinschaftstrakt

Fundation, Pfählung

Auch bei diesem Trakt (Bild 8) konnte durch die verhältnismässig hohe Fundationskote und den geringen Aushub von rund 2,50 m auf Baugrubenumschliessung und Wasserabsenkung verzichtet werden. Die Untergrundverhältnisse sind hier unterhalb einer Tiefe von 6 bis 10 m etwas günstiger. Die vielen lastverteilenden Betonwände im Kellergeschoss, welches die Zivilschutzanlage mit 400 Schutzplätzen enthält, erlaubten, Pfähle von mittlerer Tragfähigkeit zu wählen. Zur Ausführung

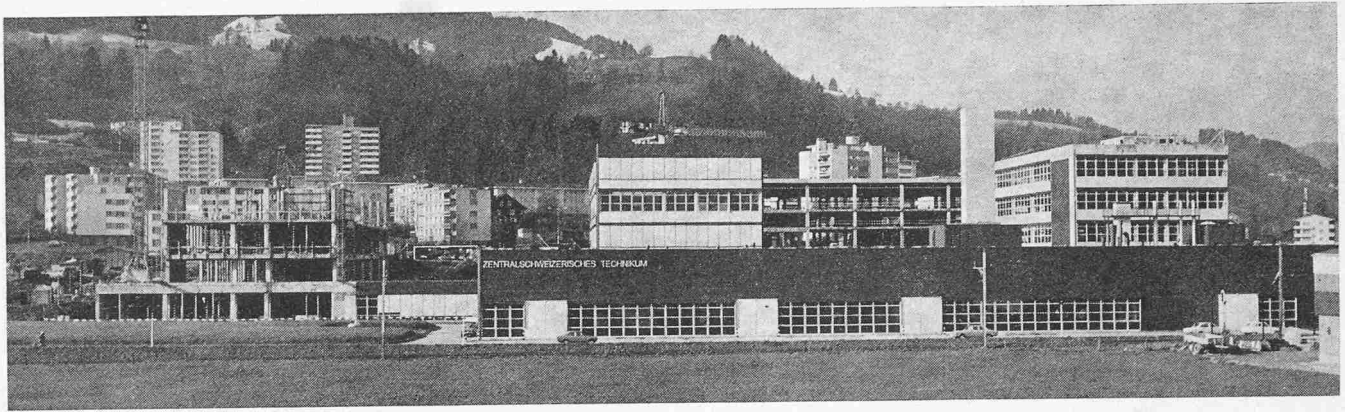


Bild 10. Ansicht der Gesamtanlage von Osten. Im Vordergrund das Grosslabor im Hintergrund die drei Unterrichtstrakte und der Gemeinschaftstrakt; das Grosslabor und der mittlere Unterrichtstrakt (Maschinenbau und Verwaltung) wurden in der ersten Etappe fertiggestellt

gelangten 210 Ortsbetonrammpfähle System Delta, Durchmesser 50 cm mit Pfahlfusszweibel, Pfahllänge 17 m, Tragkraft 80 t je Pfahl. Obwohl die Mantelreibung erst unterhalb den obersten, weichen und setzungsfähigen 5 m starken Bodenschichten in Rechnung gesetzt wurde, und die künstlichen Auffüllungen auf der Süd- und Ostseite durch negative Mantelreibung bei der Pfahldimensionierung berücksichtigt wurden, zeigten sich ein Jahr nach der Dammschüttung an der Nord-Ost-Ecke des Gemeinschaftstraktes und an der nur 10 m entfernten Westfassade des HLK-Traktes Gebäudesetzungen von 8 cm. Diese gefährdeten die Gebäude zwar nicht, denn die differentiellen Setzungen lagen noch weit unter dem kritischen Wert, doch ihr absolutes Mass näherte sich einer als nicht mehr zulässig erachteten Grösse. Zudem beruhigte sich die Dammschüttung selbst in diesem Gebiet so langsam, dass die darauf zu fundierenden Kunstbauten unzulässige Schädigungen erlitten hätten.

Da die Dammschüttung zwischen den Gebäuden 4-5 m hoch und 130 m lang ist, die extremen Setzungen sich aber nur auf einer Länge von rund 15 m abspielten, muss angenommen werden, dass der Baugrund in diesem Bereich noch viel setzungsempfindlicher war als im übrigen Überbauungsgebiet. Um die Gebäudesetzungen aufzuhalten, wurde im Bereich des sehr setzungsempfindlichen Baugrundes die Dammschüttung entfernt und statt dessen eine Betonplatte eingebaut, die einerseits an den bestehenden Gebäuden, andererseits auf zusätzlich gerammte Pfähle aufgelegt wurde. Diese Vorsichtsmassnahme war angemessen, weil das Endmass der Gebäudesetzungen nicht vorausgesagt werden konnte. Die Baukosten für die ganze Dammlänge von 120 m waren trotz dieser Massnahmen immer noch günstiger, als wenn man, wie in der Projektierungsphase bereits einberechnet, auf der ganzen Länge eine Betonplatte auf Pfähle gelegt hätte.

Im 54 m langen, 36 m breiten und viergeschossigen Gemeinschaftstrakt beträgt der Stützenraster in beiden Richtungen 9 m, die Ortsbetonflachdecken haben eine Stärke von 38 cm, und die Stützen wurden wie in den zwei Unterrichtstrakten der 1. Bauetappe als Doppelstützen ausgebildet. Die Dachkonstruktion ist infolge der grossen Spannweiten über den Hörsälen für Physik und Chemie eine mit vorfabrizierten Betonplatten eingedeckte Stahlkonstruktion. Als Binder wirken auf Betonstützen gelagerte, abgetreppte Durchlaufträger über drei bzw. vier Felder. Die Dreifeldträger über den Hörsälen sind über 9, 18 und 9 m gespannt, mit 4 cm Überhöhung der Mittelfelder. Sowohl die Dreifeld- als auch die Vierfeldträger (Spannweiten vier mal 9 m) wurden in drei Teilen auf die Baustelle gebracht, dort montiert und mittels zweier geschweisster, biegesteifer Stösse zusammengefügt. Die Verankerung in den Betonstützen erfolgte über angeschweisste

Grundplatten mit Schlaudern. Sekundärträger der Dachkonstruktion sind Pfetten mit Spannweiten von 9 m und Abständen von 2,25 m, im Normalfall als Zweifeldträger wirkend. Wegen der zusätzlichen Lasten der auf dem Dach befindlichen Abluftzentrale mussten die Pfetten in diesem Bereich verstärkt werden.

Für die Tragkonstruktion des Daches wurden 99,5 t Baustahl, oder 51 kg/m^2 verbaut, für den Dachaufbau 7,8 t oder 62 kg/m^2 .

Zwei dreidimensionale, freitragende Podesttreppen mit Ausladungen von 7,10 m bei der unteren und 6,50 m bei der oberen Treppe weisen Laufbreiten von 2,90 m auf und verbinden das Erdgeschoss mit den zwei Obergeschossen. Die Treppen wurden mit dem Finite-Element-Programm «EASE» berechnet.

Verbindungsbau

Die Tragkonstruktion des gedeckten Verbindungsbaus von 160 m Länge besteht aus nahtlosen Stahlrohrgalgen im Abstand von 4,50 m und verchromten Pendelstützen im Abstand von 9 m. Sie weist 5 Dilatationen auf und liegt teilweise auf der Dammschüttung. Um den Einfluss einer möglichen Dammschüttung zu vermindern, wurden alle Verankerungen so ausgebildet, dass jede einzelne Stütze bis zu 6 cm gehoben werden kann.

Zusammenfassung

Der Baugrund des Zentralschweizerischen Technikums Luzern ist wenig tragfähig und setzungsempfindlich. Deshalb waren insgesamt 1468 Pfähle von 9 m bis 27 m Länge und 25 t bis 160 t Tragfähigkeit erforderlich.

Der Grosslabortrakt ist ein unterkellertes zweischiffiger Stahlbau und weist eine Reihe von konstruktiv interessanten Einbauten auf. Die Unterrichtstrakte und der Gemeinschaftstrakt sind Skelettkonstruktionen mit Betonstützen und Flachdecken. Diese Deckenkonstruktionen haben sich nach eingehenden Variantenstudien als am besten geeignet und am preisgünstigsten erwiesen. Das Dach des Gemeinschaftstraktes ist eine mit vorfabrizierten Betonplatten eingedeckte Stahlkonstruktion.

Adresse des Verfassers: Hch. Schellenberg, dipl. Bauing. ETH/SIA, im Büro Minikus, Witta und Partner, dipl. Bauingenieure ETH/SIA/ASIC, Biberlinstrasse 16, 8032 Zürich, und Mellingerstrasse 22, 5400 Baden.

Aufnahmen: Hans Ege, Luzern, S. 95; Roger Kaysel, Birmensdorf, S. 96.