Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 93 (1975)
Heft: 16

Artikel: Projektierung und Ausführung der Universitätskinderklinik Bern
Autor: Zeerleder, J.-L. / Siegenthaler, R.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-72720

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: 19.02.2026

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

Bauprogramm nach Finanzplan

Um die Auswirkungen der Bauteuerung klein halten zu können, wurde bis Mitte 1973 eine möglichst kurze Bauzeit angestrebt. Zur Fixierung von Materialpreisen wurden für Installationen und Einrichtungen mit langen Lieferfristen Vorzahlungen geleistet. Dieses Vorgehen musste ab Mitte 1973 aufgegeben werden. Das Bauprogramm war ab sofort einem – vom Hochbauamt vorgegebenen – jährlichen Budget anzupassen. Dies führte zur Erstellung eines Zahlungsplanes über die ganze Bauzeit. Die Umstellung von einem bauoptimalen auf ein den Finanzen angepassten Bauprogramm erfolgte erst, nachdem die Rohbauarbeiten in vollem Gange und ein Grossteil der Installationen vergeben waren. Die Fälligkeit der ersten Anzahlungen musste daher, nach Verhandlungen mit den Unternehmern, um durchschnittlich vier Monate, die zweiten Auszahlungen um neun Monate verschoben werden.

Das Finanzierungsschema zeigt den Zusammenhang zwischen Bauablauf und anfallenden Zahlungen.

Da Zahlungsplan und Bauprogramm direkt voneinander abhängig sind, waren umfangreiche Studien für den gesamten Bauablauf notwendig. Insbesondere wurde auch versucht, die Pufferzeiten im Netzplan zur Entlastung des jährlichen Budgets auszunützen. Unser Ziel, das Bau-Ende trotz finanziellen Engpässen möglichst wenig verschieben zu müssen, konnte bis jetzt weitgehend erreicht werden.

Die Probleme im heutigen Krankenhausbau verlangen ein dynamisches System, wie es hier Anwendung fand.

Architekten:	Architekturbüro *Jean-Pierre Dom*, BSA, Bern und Genf, Leitung des Büros Bern *Pierre-Henri Augsburger*, SIA, Mitarbeiter *Gerhard Stalder* und *Alexander Hadorn*, Bern
Bauingenieur:	Dr. Staudacher & Siegenthaler AG
Starkstromingenieur:	Beratende Ingenieure Scherler AG
Schwachstromingenieur:	Autophon AG
Elektromedizin:	*U. Herren* und *W. Steck*
Heizungsingenieur:	Gebrüder Sulzer AG
Lüftungs- und Klimaingenieur:	Gebrüder Sulzer AG
Sanitäringenieur:	*Hermann Meier* und *Wilhelm Wirz*

Projektierung und Ausführung der Universitätskinderklinik Bern

Von **J.-L. Zeerleder** und **R. Siegenthaler**, Zürich

DK 725.576:624

1. Einleitung

Am Beispiel dieses umfangreichen und komplexen Bauvorhabens zeigte es sich wieder einmal besonders deutlich, wie viele Aufgaben dem Bauingenieur, neben jenen als Spezialingenieur für die Tragkonstruktion, noch zufallen.

Der Bauingenieur, der während der Rohbauphase im Zentrum des Geschehens auf der Baustelle steht, hat einen massgebenden Einfluss auf den Rhythmus und die Qualität der Bauarbeiten. Er muss als Vermittler und Koordinator zwischen Bauherr, Architekt, Spezialingenieuren und Unternehmern wirken. Dadurch gerät er aber unweigerlich zwischen Hammer und Amboss! Einerseits ist es die erste Pflicht des Bauingenieurs, seine Fachkenntnisse als Treuhänder des Bauherrn für ein optimales Gelingen des Bauwerkes einzusetzen. Anderseits ist auf ein korrektes und hilfsbereites Verhältnis zu den Unternehmern und deren Problemen acht zu geben. Zwei einander entgegengesetzte Standpunkte sind somit, im Interesse des Bauwerkes, unter einen Hut zu bringen.

Dieses anspruchsvolle Anliegen ist unter gewissen Voraussetzungen mit angemessenem Aufwand zu bewältigen. Vorerst ist der Bauingenieur für die Lösung von konstruktiven, statischen und ausführungstechnischen Problemen auf die aufgeschlossene und partnerschaftliche Unterstützung durch den Architekten angewiesen.

Sodann kann nur wirtschaftlich gebaut werden, wenn die Gesamtplanung so weit fortgeschritten ist, dass dem Bauingenieur sämtliche Randbedingungen frühzeitig genug bekannt sind, um ihm eine rationelle und genaue Projektierung zu erlauben. Diese gipfelt schliesslich in der rechtzeitigen Ablieferung der Ausführungspläne und Materiallisten, damit dem Unternehmer eine fristgerechte Materialbestellung und eine seriöse Arbeitsvorbereitung ermöglicht werden.

Die Verwirklichung einer anspruchsvollen Konstruktion setzt zudem immer eine Wechselbeziehung zwischen Projektierung und Ausführung voraus. Der Bauingenieur kommt bei seiner Projektierungsarbeit mit ausführungstechnischen Problemen in Kontakt und muss unter Umständen noch während der Ausführung seine Lösungen neu überdenken. Der Unternehmer muss sich seinerseits in die Probleme der Projektierung hineindenken und nötigenfalls seine Arbeitsmethoden den besonderen Anforderungen anpassen. Im folgenden wird versucht, diese Wechselbeziehung zwischen Projektierung und Ausführung aufzuzeigen, indem die beiden Gesichtspunkte der wichtigsten Bauteile dieses Bauwerkes besprochen werden.

*

Das Gebäude hat einen Sockelbau mit drei Untergeschossen, dem Erdgeschoss und einem technischen Zwischengeschoss. Die Freiburgstrasse im Norden liegt auf der Höhe des ersten Untergeschosses. Oberhalb des Sockelbaues gliedert sich der Baukörper in drei Teile:

- Teil I mit einem Geschoss
- Teil II mit elf Geschossen und einem technischen Geschoss
- Teil III mit fünf Geschossen und einem technischen Geschoss

2. Baugrube, Fundation und Unterbau

Projektierung

Vom Standpunkt des Projektierenden aus gesehen, war vor allem das Problem des Grundwassers und die sich daraus ergebenden Massnahmen von besonderem Interesse. Über diesbezügliche Einzelheiten und die Baugrundverhältnisse im allgemeinen gibt der Beitrag des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der ETH Zürich (IGB) nähere Informationen. Soviel sei hier erwähnt: Als bautechnische Lösung kam eine durchgehende Bodenplatte ohne Wasserisolation, jedoch mit einer darunterliegenden Filter- und Drainageschicht zur Ausführung. Nachdem die ursprünglich geplante Fundationskote um 3,5 m angehoben worden war, lag der festgelegte Grundwasserspiegel nur noch in einem kleinen Bereich der westlichen Gebäudeecke rund 1 m über OK Bodenplatte. In diesem Bereich bildete jedoch eine dichte Schlitzwand den Baugrubenabschluss, so dass durch deren Einbindetiefe und die erwähnte Drainageschicht der Wasserspiegel lokal genügend tief abgesenkt werden konnte. Die verankerte Schlitzwand bildete nebst der später angeordneten Rühlwand im östlichen Teil den bergseitigen Baugrubenabschluss. Im übrigen wurden Böschungen mit Neigungen bis 2:1 ausgeführt und teilweise durch Abdeckungen geschützt.

Knappe Termine verlangten nach einem gedrängten Programm, welches ungeachtet der bei derartigen Arbeiten zu erwartenden Überraschungen die verschiedenen Tiefbauarbeiten rasch und koordiniert zum Abschluss bringen musste. Die enge Zusammenarbeit mit dem IGB war von grosser Bedeutung für das Gelingen der heiklen Fundationsarbeiten.

Das Fundament des in drei verschieden hohe Gebäudetrakte gegliederten Komplexes besteht genau genommen nicht nur aus der Bodenplatte, sondern aus dem ganzen monolithischen Block des 3. Untergeschosses (U3) mit Quer- und Längswänden, Stützen und einer massiven Decke.

Weil der grösste Teil des U3 als Notspital mit einem Schutzgrad von 3 atü konzipiert ist, bildet die Konstruktion einen steifen Unterbau, der – frei von Dilatationsfugen – in der Lage ist, die sehr unterschiedlichen Lasten der drei Trakte ohne nennenswerte Setzungsdifferenzen auf den Baugrund zu übertragen. Dass auch bei sorgfältiger konstruktiver Durchbildung mit ausgewogener Armierungsverteilung und entsprechenden Betonieretappen in einem fugenfreien Baukörper von 120 m Länge und bis zu 60 m Breite vereinzelt Risse auftreten können, ist unvermeidlich. Wenn nötig, können, wie in diesem Falle, gezielte lokale Dichtungsmassnahmen mit einem Bruchteil der Kosten durchgeführt werden, die für eine komplizierte Lösung mit anderen Nachteilen auftreten würden.

Ausführung

Die Arbeiten der ersten Phase «Tiefbau» wurden der Firma Losinger AG, Bern, übertragen. Sie umfassten den Aushub (rund 30000 m³), die Schlitzwand (rund 1200 m²), die Drainage- und Filterschicht (rund 6000 m²), verschiedene Betonarbeiten wie Verbindungsgang zum Bettenhaus Inselspital, Fernheizstollen, Verlegung Stadtbach sowie die Kanalisation und die Vertiefungen unterhalb der Bodenplatte. Dies entspricht einer Bausumme von rund 2500000 Fr., welche innerhalb von 8 Monaten einschliesslich der Wintermonate verbaut werden musste. Mit den Arbeiten wurde Ende August 1972 begonnen. Die Unternehmung hatte als Variante für den Baugrubenabschluss eine vorfabrizierte Schlitzwand offeriert. Diese gegenüber der konventionellen Schlitzwand neue Methode wurde dann auch erstmals in der Schweiz in grösserem Ausmass mit Erfolg angewandt[1]). Das hervorstechendste Merkmal ist neben dem zügigen Arbeitsablauf die glatte und planmässig genaue Wand, welche die Herstellung der anliegenden Umfassungsmauern des Gebäudes erleichtert. Die hohe Ausnützung des schlanken Querschnittes der Elemente kann allerdings zu Schwierigkeiten führen, wenn die zum voraus festgelegten Verankerungsstellen verschoben oder geändert werden sollten. Dieser Fall trat ein, als es sich zeigte, dass mit den vorgesehenen Erdankern die tiefer liegende Grundmoräne nicht erreicht werden konnte. Mit den Nachinjektionen und zusätzlichen Ankern konnte schliesslich die Lage dennoch gemeistert werden. Das feinkörnige, lehmige Material der oberen Moräneschicht stellte zudem besondere Probleme für das Einbringen der Filter- und Drainageschicht. Man einigte sich nach anfänglicher Skepsis und Abwägung der Vor- und Nachteile darauf, die Baugrubensohle mit Glasvliesmatten abzudecken, die das Befahren mit schweren Maschinen ermöglichen. Dank den Glasvliesmatten kann die Kofferstärke bis zu 50% vermindert und die Verunreinigung des Koffermaterials vermieden werden.

Die grossen Betonkubaturen der fugenlosen Bodenplatte mit Stärken von 60 bis 80 cm und bei den Rippen bis zu 120 cm erforderten Massnahmen zur Verhinderung von Schwindrissen. Mit schachbrettartigen Betonieretappen, was allerdings vom Programm her gesehen nicht optimal möglich war, und besonders sorgfältiger Ausbildung und Behandlung der Arbeitsfugen wurde ein befriedigendes Resultat erzielt. Darüber hinaus kamen Zusätze für die Betonverdichtung und Abbindeverzögerung zur Anwendung.

3. Hochbau

3.1 Allgemeines

Projektierung

Die vom Architekten angestrebte optimale Raumausnützung, verbunden mit der besonderen Anordnung der Haupterschliessung in vertikaler Richtung bei den Stützen, führte zu einer Konstruktion, die den Statiker vor verschiedene aussergewöhnliche Probleme stellte. Eine rationelle Bauweise sollte Kosten und Zeitaufwand sparen, was die Anwendung von Konstruktionselementen, wie z.B. Profilbleche als Deckenschalung (Holorib), Schalelemente für Stützen und Wände, Armierungskörbe usw., bedingte. Ausserdem hatte der Bauingenieur dafür zu sorgen, dass die wegen der knappen Bemessung der schlanken Konstruktion geforderte hohe Ausführungsqualität unter dem sehr raschen Baufortschritt nicht zu leiden hatte. Im folgenden soll die Fülle dieser Probleme für die einzelnen Konstruktionssysteme umrissen werden.

Ausführung

Den Auftrag zur Durchführung der Arbeiten der zweiten Phase «Hochbau» erhielt die Arbeitsgemeinschaft Spycher AG und Wirz & Co., Bern. Er umfasste den gesamten Rohbau einschliesslich der Montage der Fassadenelemente und die diesbezügliche Koordination mit dem Lieferwerk. Das gedrängte Bauprogramm sah vor, diese Arbeiten im Gesamtbetrag von rund 15000000 Fr. innerhalb von 21 Monaten, das heisst bis Ende 1974, fertigzustellen. Dieses Ziel konnte erfreulicherweise erreicht werden! Die Organisation der Baustelle forderte der Unternehmung wegen der engen Platzverhältnisse einiges ab, wobei sich vor allem der beschränkte Lagerplatz ungünstig bemerkbar machte. Doch gelang es bald, mit den installierten drei Kranen und zwei Betonmischanlagen eine hohe Kadenz einzuschlagen und bis zuletzt durchzuhalten.

3.2 Statische Berechnung

Die Berechnung des vom Architekten gewählten statischen Systems brachte gewisse Schwierigkeiten. Einmal war es nicht möglich abzuschätzen, ob für das Durchstanzen die beiden Stützen eines Paares einen einzigen oder zwei getrennte Durchstanzkegel bilden würden. Dann war der Einfluss der Aussparung zwischen den Stützen in bezug auf die Deformationen und damit auf die Verteilung der Biegemomente unklar. Sodann musste man mit hohen Spannungsspitzen an den einspringenden Stützenecken rechnen, wobei ein gewisser Abbau dieser Spannungsspitzen durch Spannungsumlagerungen infolge plastischer Deformationen anzunehmen war.

Alle diese Überlegungen liessen es im Hinblick auf die Grösse und Bedeutung des Bauwerkes schon frühzeitig als ratsam erscheinen, neben einer möglichst genauen statischen Berechnung auch Versuche an der EMPA durchführen zu lassen[2]).

Für die verschiedenen statischen Berechnungen wählte man nach reiflicher Überlegung folgendes Vorgehen:

[1]) Vergleiche auch *P. Eder* und *H. Rümmeli:* Die erste vorfabrizierte Schlitzwand in der Schweiz. «Schweizerische Bauzeitung» *91* (1974), H. 28, S. 689–691.

[2]) Bei der «Schweiz. Bauzeitung» in Vorbereitung: *A. Maissen* und *M. Ladner:* Statistische Belastungsversuche an zwei Flachdecken. Dieser Aufsatz wird in einem nächsten Heft erscheinen.

Eine erste elektronische Berechnung mit STRESS ergab die Vordimensionierung. Der «Balkenrost», der als Ersatzsystem für die Platte diente, wurde im Stützenbereich engmaschig, gegen die Feldmitte hin immer weitmaschiger angenommen. Für die vertikalen Stützen wurden als Ersatz Horizontalstäbe in das System eingeführt, deren Torsionssteifigkeit der Biegesteifigkeit der Stützen entsprach. Diese Methode hat sich bewährt, wobei man in einer zweiten Phase das Stabsystem im Stützenbereich aufgrund der ersten Ergebnisse noch etwas geschickter disponiert hat.

Für die endgültige statische Berechnung der Platte wurde mit den FEAPS- und EASE-Programmen gearbeitet. Mit FEAPS konnte die Platte sehr genau untersucht werden, insbesondere auch der Einfluss der Aussparungen. Dagegen konnte mit diesem Programm der Stützeneinfluss nicht berechnet werden. Deshalb war eine weitere Berechnung mit EASE notwendig, die diese Angaben für die Bemessung der Stützen lieferte.

Das Durchstanzen wurde nach folgenden vier Methoden berechnet:

- *Kinnunen* und *Nylander* (schwedische Norm)
- *H. Reimann* (Dissertation, Stuttgart, 1963)
- Norm SIA 162 (Richtlinie 18)
- ACI-Code 318-71, Kapitel 11 (American Concrete Institute).

Die Ergebnisse wichen stark voneinander ab, und die Plattenstärke und die Armierung mussten auf den ungünstigsten Fall bemessen werden.

Die den Ingenieur am brennendsten interessierende Frage ist die nach der Übereinstimmung zwischen theoretischen und praktischen Ergebnissen, d.h. zwischen statischer Berechnung und Versuch.

Eine erste, wichtige Erkenntnis aus den Versuchen war die, dass es sich beim Bruch infolge Durchstanzen nicht um einen plötzlich eintretenden, sondern um einen durch grosse Deformationen sich vorankündigenden Bruchzustand handelt. Dies erlaubte die Annahme eines günstigeren Bruchsicherheitsfaktors.

Eine zweite Beobachtung liess erkennen, dass das System sehr ausgewogen ist, d.h., die Bruchsicherheitsfaktoren für Durchstanzen und Biegung sind in allen Bereichen der Platte fast gleich gross.

Das günstige Ergebnis der Durchstanzversuche erlaubte eine Verminderung der Deckenstärke um 6 cm, was allein schon die ganzen Versuchskosten von 150000 Fr. deckte (Einsparung rund 350000 Fr.).

Aus dem Vergleich der beiden Versuche geht hervor, dass die Armierung in der zweiten Versuchsplatte zu stark reduziert wurde. Die Bruchsicherheit sank unter den zulässigen Wert ($s = 1{,}62$). Immerhin zeigte dieser zweite Versuch deutlich, welch enorme Tragfähigkeitsreserven bei normaler Bemessung vorhanden sind. Der mittlere Armierungsgehalt betrug an der zweiten Versuchsplatte nur noch 77 kg/m³ (erste Versuchsplatte 90 kg/m³). Bei der Ausführung am Bauwerk wurden dann noch gewisse «Angstarmierungen» verlegt, insbesondere auch wegen der zahlreichen zusätzlichen Aussparungen, von denen der Ingenieur bei der Anordnung der Versuche noch keine Kenntnis hatte. Der mittlere Armierungsgehalt für eine Normaldecke beträgt bei der Universitätskinderklinik 120 kg/m³.

4. Konstruktionssysteme für den Hochbau

4.1 Normalgeschosse

Projektierung

Das Deckensystem – Flachdecken – ist charakterisiert durch die Anordnung von Aussparungen zwischen den Zwillingsstützen, welche ihrerseits im Raster 8,16 × 6,80 m angeordnet sind und als Ganzes ein Quadrat im Modulmass 1,36 × 1,36 m bilden. Die einzelne Stütze hat einen Rechteckquerschnitt mit der Länge 1,36 m und variabler Breite von 25 bis 45 cm. Die Randstützen sind nur 68 cm lang. In einer Richtung kragt die Decke 3,40 m aus. In dieser Richtung liegen die Rippen der Holorib-Schalungsbleche. Mit 28 cm Deckenstärke und 5 cm Rippenhöhe ergibt sich somit in Querrichtung ein Verhältnis der Querschnittshöhe zur Stütz-

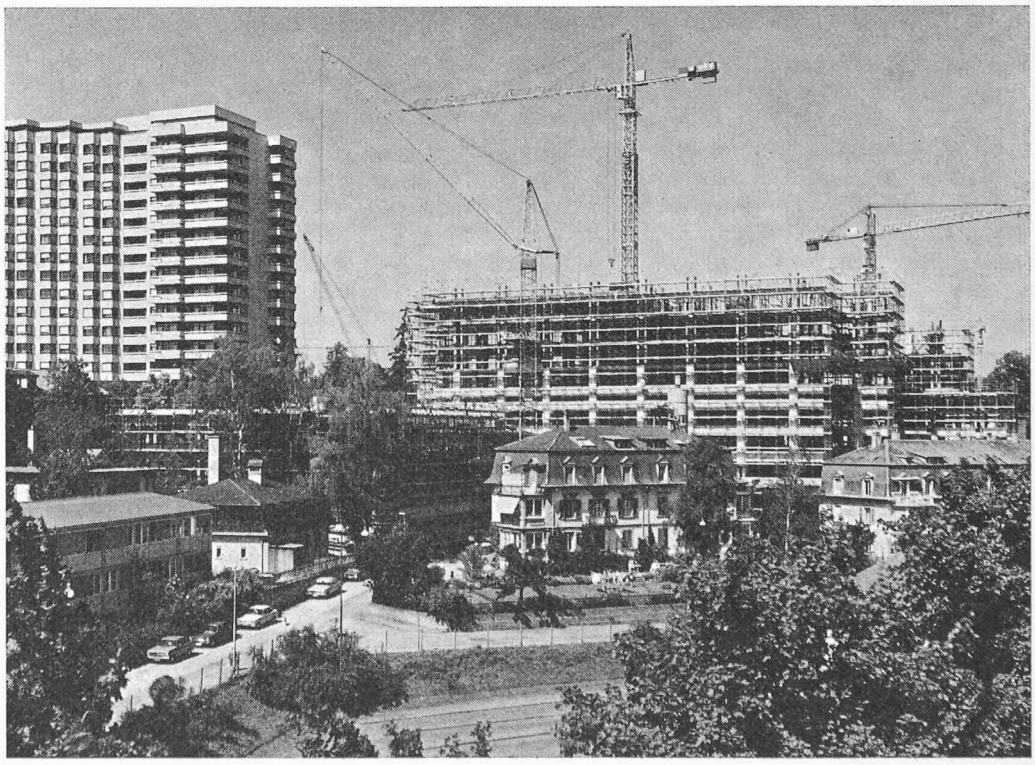

Bild 2. Ansicht von Südwesten, aufgenommen am 22. Juli 1974. Links hinten das Bettenhochhaus des Inselspitals, davor die Aula (Teil I). Daneben der Teil II mit den schlanken Zwillingsstützen. Rechts sind die Deckenauskragungen sichtbar. Bis zum 2. Geschoss sind die Horizontal- und Vertikalelemente der Fassade versetzt. Darunter ist das niedrige technische Zwischengeschoss im G1 zu erkennen

(Photo *H. Frutig*, Bern)

weite von 23:680 oder etwa 1:30! Die Deckenränder weisen auf 68 cm Breite eine Stärke von 44 cm auf. Diese Randunterzüge dienen statisch der Versteifung und Lastverteilung und konstruktiv der Befestigung der Fassadenelemente.

Holorib wurde aus verschiedenen Gründen als Deckenschalung verwendet. Einmal der sauberen Deckenuntersicht wegen, die keinen staubbindenden Anstrich erfordert, und ausserdem zur Befestigung der umfangreichen technischen Installationen. Dann stand vor allem auch die rasche und rationelle Bauweise im Vordergrund, wogegen die Vorteile in statischer Hinsicht wegen der einachsigen Wirkungsweise des Bleches durch die Querschnittverminderung in der anderen Richtung bei einer Flachdecke weitgehend aufgehoben werden. Der Anordnung der Armierungslagen kam eine besondere Bedeutung zu. Diese schlanke Decke verfügt über keine Reserven mehr, um Speziallasten oder zusätzliche grosse Aussparungen aufzunehmen. In diesen recht häufig vorkommenden Spezialfällen ist eine grössere Deckenstärke oder eine lokale Vorspannung unumgänglich.

Insbesondere bereiteten Randlasten (z.B. die Aufhängungen der Zwischendecken für die technischen Geschosse) an den auskragenden Deckenteilen Sorgen, da die Ränder ohnehin schon durch die Fassadenelemente stark belastet werden.

Eine Untersuchung der elastischen und plastischen (Kriechen) Verformungen der Deckenauskragungen und deren relative Bewegung zueinander in den einzelnen Bauphasen musste über die Ausschalfristen und die in den Fenster- und Fassadenelementen zu berücksichtigenden Bewegungstoleranzen Aufschluss geben.

Anders als im U3 sind in den übrigen Geschossen die Gebäudetrakte durch Dilatationsfugen getrennt (vergl. Abschnitt 3). Schliesslich sei noch eine Bemerkung zur Planbearbeitung gestattet. Obschon der Architekt die Modulmasse konsequent einhält, ist mit wenigen Ausnahmen, wegen der vielen zusätzlichen Aussparungen und Lasten, jeder Deckenteil ein Spezialfall, der neu bearbeitet werden musste. Für jeden Deckenteil (= Ausführungsetappe) gibt es fünf Pläne (Schalung mit Aussparungen, Holorib, Einlagen, untere Armierung, obere Armierung). Allein für die Decken mussten rund 180 Pläne gezeichnet werden.

Ausführung

Die grossflächigen Decken gaben der Unternehmung die Möglichkeit, mit einer günstigen Einteilung der Ausführungsetappen ein Taktverfahren anzuwenden, das den optimalen Einsatz von Arbeitskräften, Maschinen und Material ermöglichte. Nach gewissen Anlaufschwierigkeiten, die zum grossen Teil auch auf die für Flachdecken ungewohnte Anwendung von Holorib als Deckenschalung zurückzuführen sind, ergab sich ein Rhythmus, der dann auch die Projektierenden anfänglich in Schwierigkeiten brachte, wenn es darum ging, die Ausführungspläne rechtzeitig zu liefern! Durch intensive gegenseitige Vorabklärungen und Abstimmungen der Arbeitsabläufe in Projektierung und Ausführung wickelte sich das Baugeschehen jedoch bald einmal reibungslos ab, wobei die Vorteile des Konstruktionssystems bemerkbar wurden.

Es waren noch einige material- und verarbeitungstechnische Probleme zu lösen. Da war zunächst die Frage, ob Stahl IV (Armierungsnetze) oder Stahl III anzuwenden sei. Vom Stahlverbrauch und einer rationellen Verlegeweise her gesehen, standen zu Beginn die vorgefertigten Armierungsnetze im Vordergrund. Das Konzept der Deckenarmierungen war deshalb auch auf Stahl IV ausgerichtet, und die ersten beiden Deckenteile wurden entsprechend ausgeführt. Es zeigte sich dabei, dass trotz grösstmöglicher Vereinheitlichung sehr viele verschiedene Spezialnetze erforderlich waren, die nur in geringen Stückzahlen bestellt werden konnten, weil zu viele Spezialfälle infolge von Deckenabsätzen, Aussparungen, Speziallasten usw. vorkamen. Dadurch stieg der Preis so stark, dass er durch den etwas geringeren Stahlverbrauch nicht mehr aufgewogen wurde. Überdies tauchte ein anderer schwerwiegender Nachteil auf. Die grossformatigen und schweren Spezialnetze konnten nur mit dem Kran verlegt werden. Durch die intensive zusätzliche Beanspruchung der Krane wäre ein Engpass entstanden, der den Baufortschritt zu stark gehemmt und das Bauprogramm in Frage gestellt hätte. Nachdem auch dieser ausführungstechnische Nachteil erkannt worden war, entschloss man sich, die nächsten Deckenteile mit Stahl III zu armieren. Der Preisvergleich ergab eine Kosteneinsparung von rund 500000 Fr. für den ganzen Bau, wenn nur Stahl III verwendet wird. Daraufhin wurde die Armierung vollständig auf Stahl III umgestellt.

Eine andere Schwierigkeit bereitete die hohe Qualität, die vom Beton gefordert werden musste. Um das Schwindmass möglichst klein zu halten, sollte der Zementgehalt 300 kg/m³ Beton nicht übersteigen. Gleichzeitig war eine Würfeldruckfestigkeit von 400 kg/m² nach 28 Tagen gefordert. Dieser Wert konnte teilweise nur knapp erreicht werden, wobei sich wieder einmal zeigte, dass Qualität und Kornverteilung der Zuschlagstoffe von ausschlaggebender Bedeutung sind und einer gründlichen Überwachung bedürfen.

Während des Winters wurde mit kleinerer Belegschaft durchgearbeitet. Die Qualität des Betons durfte unter der Kälte nicht leiden, so dass die bekannten Massnahmen wie Heizen, Abdecken, Abbindebeschleunigung usw. ergriffen werden mussten. Man versuchte dabei, mit möglichst wenig chemischen Zusätzen auszukommen. Eine grössere Anzahl von Betonproben, die mittels Kernbohrungen dem Bauwerk entnommen und an der EMPA geprüft wurden, bestätigen unter Berücksichtigung der Reifezahl die an den Würfelproben erreichten Werte innerhalb eines angemessenen Streubereiches.

Schliesslich sei noch vermerkt, dass mit einem System von nachträglich versetzten, vorfabrizierten Fassaden- und Fensterelementen an die Genauigkeit der Ausführung, vor allem bei den zahlreichen Einlagen und Aussparungen, hohe Anforderungen gestellt werden.

4.2 Stützen

Projektierung

Die Stützen müssen je nach Gebäudeteil bis zu 50% der Horizontalkräfte in allen Richtungen aufnehmen, wobei durchweg die Erdbebenlasten nach Norm SIA 160 massgebend sind. Die dadurch entstehenden Momente erhöhen sich um den Anteil aus der Deckeneinspannung, welcher bei den Randstützen besonders gross wird. Durch die vertikale Leitungsführung zwischen den Stützen und die im Modulmass festgelegten Aussenabmessungen ergeben sich zum Teil zwangsläufig knappe Stützenabmessungen mit entsprechend starken Armierungsquerschnitten. Für die Bemessung der zahlreichen Stützen auf schiefe Biegung mit Achsialdruck leisteten die kürzlich herausgekommenen Bemessungstafeln auf der Grundlage der neuen DIN 1045 sehr gute Dienste.

Ausführung

Die grösste Schwierigkeit bei der Ausführung bereitete der hohe Armierungsgehalt vor allem im Bereich der Stösse. Nur mit einem planlich und ausführungstechnisch bis ins Detail ausgefeilten System und mit äusserster Präzision beim Abbiegen der Stäbe, Binden und Versetzen der Körbe war die Herstellung der auch in bezug auf die Betonqualität anspruchsvollen Stützen überhaupt möglich.

Dank der vorgefertigten Armierungskörbe, der regelmässig abgestuften Stützenstärken und der einheitlichen Aussen-

abmessungen, welche ein einfaches Schalsystem erlaubten, konnten die Stützen mit verhältnismässig wenig Schaleinheiten innert nützlicher Frist erstellt werden.

4.3 Kernzonen mit Treppen, Lift- und Installationsschächten

Projektierung

Die Kerne sorgen je nach Gebäudeteil zu 50% bzw. 75% für die Stabilität der Konstruktion (vergl. Abschnitt 4.2). Sie bilden Kastenquerschnitte, welche durch innere Quer- und Längswände ausgesteift sind (d = 17 cm) und bei den Hauptkernen zudem einseitige Deckenauskragungen aufweisen.

Ausführung

Die Bauzeit für die Kerne war massgebend für den Rhythmus des Arbeitsablaufes. Deshalb wurden vorerst nur die Hauptwände mit möglichst grossflächigen Schalungselementen betoniert und die Treppen und Schachtzwischenwände nachträglich eingezogen.

4.4 Technische Geschosse

Projektierung

Die beiden Zwischendecken für die technischen Geschosse waren statisch besonders problematisch, weil die ursprünglich vorgesehenen inneren Aufhängungen nicht mehr in Frage kamen und die Bauhöhe mit höchstens 20 cm feststand. Ausserdem musste die Konstruktion geometrisch flexibel sein, damit vertikale und horizontale Sprünge sowie grosse Aussparungen überall möglich waren. Die Lösung – eine Verbunddecke aus Profilträgern HEB 200, welche paarweise im Stützenraster eingeordnet sind, und auf dem unteren Flansch liegenden Holoribblechen mit 18 cm Beton – wurde nach Anwendung eines Kunstgriffes gefunden: Wenn das Holorib in die «falsche», d.h. längere Spannrichtung gelegt wird, sind die Spannungen und Deformationen der Träger in beiden Richtungen ausgeglichen. Die zu erwartenden Kriechverformungen werden durch Überhöhungen kompensiert. Infolge der knappen Platzverhältnisse entstand somit eine äusserst schlanke und dementsprechend teure Konstruktion.

Ausführung

Das System der Zwischendeckenkonstruktion erlaubte eine rasche Montage. Dagegen musste für die Materiallieferung ab Werk mit langen Lieferfristen gerechnet werden.

Die Träger wurden direkt auf die Betonstützen versetzt, wobei die verjüngten Trägerenden zwischen die durchgehende Stützenarmierung zu liegen kamen. Dadurch entstanden zwangsläufig Abweichungen von der Soll-Lage der Träger, welche durch genügend Spiel bei den Holorib-Blechen auszugleichen waren. Die Ausführung der leicht armierten Plattenfelder zwischen den Trägern wurde durch die zweiachsige Überhöhung erschwert.

4.5 Spezialkonstruktion

Projektierung

Der Bau verlangte vielfach Spezialkonstruktionen, von welchen hier lediglich die Aula erwähnt sei, deren Grundfläche von 25 × 35 m stützenfrei zu überdachen war. Die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe führte zur Wahl von vorgespannten Ortsbeton-Trägern, die paarweise angeordnet über 25 m gespannt sind und mit der Decke einen Plattenbalken-Querschnitt bilden. Für die Stabilisierung dieses Gebäudeteils stehen nur die Stützen zur Verfügung. Wegen der unterschiedlichen Wirkungsweise ist das Aula-Dach vom übrigen Gebäude durch eine Gelenkfuge getrennt.

Ausführung

Auch für dieses Aula-Dach war eine hohe Betonqualität erforderlich. Erschwerend war, dass ein Teil dieser Decke ausserhalb der Reichweite der Krane lag. Der Beton konnte auch nicht gepumpt werden, weil bei diesem Verfahren die verlangte Betonfestigkeit nicht garantiert werden konnte.

5. Fassadenelemente

Projektierung

Schon frühzeitig musste die Planbearbeitung einsetzen und das Lieferprogramm festgelegt werden. Deshalb wurde die Detailbearbeitung in enger Zusammenarbeit mit dem Werk unmittelbar nach der Auftragserteilung begonnen. So war es möglich, die spezifischen Fabrikationsmethoden in das Projekt einzubeziehen und die Montage dem Rohbau-Fortschritt folgend durchzuführen, wodurch die Fensterelemente in den unteren Geschossen noch vor Rohbauende eingebaut werden konnten.

Ausführung

Den Fabrikationsauftrag in der Höhe von rund 1 500 000 Fr. erhielt die Firma Stahlton-Prébeton AG, Bern, welche sich der Koordination von Rohbau, Lieferung und Montage durch die Unternehmung auf dem Platze zu unterziehen hatte. Der schon erwähnte beschränkte Lagerplatz auf der Baustelle spielte auch hierbei eine wichtige Rolle.

Die Oberfläche der Elemente wurde durch Beigabe von Weisszement aufgehellt und an den Sichtflächen sandgestrahlt.

5.1 Horizontalelemente

Projektierung

Die rund 1100 Horizontalelemente setzen sich aus 6 im Querschnitt verschiedenen Grundtypen mit vielen Variationen in Länge, Abschluss und Befestigung zusammen. Trotzdem genügten wenige Einheitstypen der Einlagen und Armierungsnetze (Stahl IV), die in grossen Stückzahlen hergestellt wurden, für die 145 Elementtypen. Das Gewicht dieser Elemente spielte für die Bemessung der Deckenauskragungen keine unbedeutende Rolle.

Die Befestigung war nur am Deckenrand möglich, so dass die Wandstärke statischen Gesichtspunkten der Fassade zu genügen hatte. Nicht zuletzt mussten auch konstruktive und fabrikationstechnische Belange berücksichtigt werden. Als Kompromiss ist eine Stärke von 12 cm Beton in jeder Hinsicht vertretbar.

Ausführung

Diese Elemente wurden liegend in Stahlschalungen, mit der Sichtfläche nach unten, betoniert. Die 5 cm starke Polyurethan-Isolation kam auf den frischen Beton zu liegen und wurde mit Kunststoffnägeln befestigt. Wie sich in der Folge zeigte, war mit dieser Methode nicht zu verhindern, dass sich einzelne Isolationsplatten verwarfen und vom Beton lösten. Die knapp bemessenen Masstoleranzen sind erfreulicherweise eingehalten worden, was sich beim Ausfugen günstig auswirkte. Auch die unvermeidlichen Ungenauigkeiten im Rohbau konnten weitgehend ausgeglichen werden. Für die unzugängliche Hauptbefestigung wurden Chromstahlrohre eingebaut.

5.2 Vertikalelemente

Projektierung

Ein einziger Grundtyp im Querschnitt mit 11 Variationen in Länge und Abschluss genügte für die über 400 Vertikalelemente. Diese sind an den Querfassaden vor den Doppelstützen angeordnet und bilden durch den U-förmigen

Querschnitt eine Erweiterung der vertikalen Erschliessungszone zwischen den Randstützen. Die Befestigung erfolgte über Konsolen an den Stützen auf Deckenniveau.

Ausführung

Auch diese Elemente wurden liegend in Stahlschalungen betoniert, wobei auch die beiden Seitenteile Sichtflächen sind. Diese Seitenflächen fielen anfänglich durch Luftporenbildung zu unregelmässig aus. Im übrigen ist das gleiche wie für die Horizontalelemente zu sagen.

5.3 Füllelemente

Projektierung

Die über 500 Füllelemente dienen dort als Aussenwand, wo keine Fensterelemente vorhanden sind. Sie sind am Deckenrand aufgehängt und seitlich am unteren Horizontalelement befestigt. Die Füllelemente können später in den Normalgeschossen ausgewechselt werden. Diese Elemente haben die Form einer 8 cm starken rechteckigen Platte mit Randrippen, sie sind nicht Isoliert. Ein Isolationselement analog dem Fensterelement ist an der Innenseite angeordnet.

Ausführung

Die Fabrikation dieser Elemente erfolgt auch liegend mit der Sichtfläche unten und den Rippen oben. Die etwas komplizierte Form der Rippen und Nocken für die Befestigung entstand im Bestreben, Material und Gewicht zu sparen. Die Aussenfläche sollte möglichst eben sein, weil sonst beim Einfügen zwischen die benachbarten Elemente Überzähne entstehen und Schwierigkeiten beim Ausfugen auftreten.

6. Allgemeines, Zahlen und Daten

Projektierung

Die ersten Vorprojektstudien wurden in den Jahren 1969 und 1970 gemacht. Die Detailprojektierung setzte dann Anfang 1972 richtig ein und erreichte im zweiten Semester 1973 ihren Höhepunkt mit einem monatlichen Aufwand für Statik, Planbearbeitung, periodische Baukontrollen und Oberbauleitung von rund 2500 Arbeitsstunden. Es wurden insgesamt etwa 600 Pläne gezeichnet, damit 28000 m³ Beton, 3700 t Armierungsstahl, 220 t Profilstahl und 450 t Holoribbleche eingebaut werden konnten. Davon entfielen 1300 m³ Beton und 75 t Armierungsstahl auf die 2000 Fassadenelemente.

Ausführung

Die gesamte Bauzeit für den Rohbau betrug 28 Monate. Im Durchschnitt wurden jeden Monat mehr als 650000 Fr. verbaut. Die Belegschaft auf der Baustelle betrug zeitweise bis zu 100 Mann. Leider blieb diese Baustelle trotz den Sicherheitsvorkehrungen von den Schattenseiten der immer noch gefährlichen Bauarbeiten nicht verschont: Ein tragischer Unfall forderte ein Todesopfer unter den Bauarbeitern.

Zum Schluss sei allen beteiligten Unternehmungen und der Bauleitung für die konstruktive Zusammenarbeit der Dank aller Mitarbeiter des Ingenieurbüros ausgesprochen.

Adresse der Verfasser: *Jean-Louis Zeerleder*, dipl. Bauing. ETH, und *Rolf Siegenthaler*, dipl. Bauingenieur ETH, SIA, ASIC, Dr. Staudacher & Siegenthaler AG, Blümlisalpstrasse 68, 8006 Zürich.

Geotechnische Probleme beim Bau der Universitätkinderklinik Bern

Von **R. Wullimann**, Zürich

DK 725.575:624.131

1. Einleitung

Bei der dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB) an der ETHZ übertragenen Abklärung der Baugrund- und Fundationsverhältnisse für die Universitätskinderklinik Bern (UKB) war, neben den Problemen, die sich bei der Beschaffung der geotechnischen Unterlagen für die Projektierung eines so bedeutenden Bauwerkes stellten, auch die Frage, inwieweit die Standsicherheit des benachbarten Inselspital-Bettenhochhauses durch die Erstellung dieses Neubaues beeinflusst wird, im Auge zu behalten. Das Ergebnis dieser Abklärungen und die beim Bettenhochhaus durchgeführten Untersuchungen bzw. gemachten Erfahrungen bildeten in der Folge die Grundlagen zur Festlegung eines Gesamtbauprogrammes UKB/Eingangshalle Bettenhochhaus.

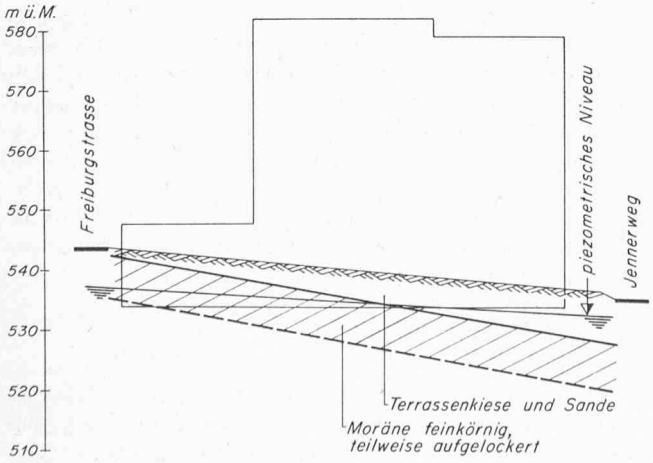

Bild 1. Charakteristisches Baugrundprofil

Zur Behandlung der geotechnischen Probleme, die bei der Erstellung der Baugrube für die Eingangshalle des Bettenhochhauses auftraten, wurden das Geotechnische Institut AG, Bern, und das IGB beigezogen. Es ergab sich daraus auch eine weitergehende, das gesamte Inselareal und randlich dasjenige der UKB umfassende Zusammenarbeit dieser beiden Instanzen.

2. Baugrund- und Fundationsverhältnisse

Der durch vier Bohrungen aufgeschlossene Baugrund war für das zu erstellende Bauwerk als günstig zu beurteilen (Bild 1).

Oberflächennah wurden Terrassenkiese und Sande in einer mittleren Mächtigkeit über das Bauareal von rund 4 m, stellenweise auskeilend, aufgeschlossen. Darunter liegt Moränenmaterial. In den oberen 4 bis 8 m handelt es sich bei diesem Material um tonige Silte mit Sand, also um eine feinkörnige Moräne, welche zum Teil aufgelockert ist. Der übrige erbohrte Moränenkomplex ist dicht gelagert und besteht im wesentlichen aus siltigem Kiessand.

Das piezometrische Niveau fällt mit etwas kleinerem Gefälle als die Terrainoberfläche von der Freiburgstrasse zum Jennerweg (Bild 1). Die Wasserstandsmessungen in den Piezometerrohren zeigten, dass die Baugrubensohle nicht mehr als rund 3 m unterhalb dieses Niveaus zu liegen kommt. Dabei musste, wie während der Bohrarbeiten beobachtet werden konnte, lokal mit gespanntem Wasser (Auftrieb in den Bohrrohren, Anbohren von Wassertaschen oder -adern und dergleichen) gerechnet werden.