Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 82 (1964)

Heft: 15: Schweizer Mustermesse Basel

Artikel: Die Ingenieurarbeiten: Emch & Berger, Ingenieurbüro, Basel, Sachbearbeiter H. Wildberger und P. Gunkel, dipl. Bauingenieure

Autor: Berger, F. / Bernasconi, E. / Stamm, U.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-67474

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: 10.12.2025

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

Die Ingenieurarbeiten

Emch & Berger, Ingenieurbüro, Basel, Sachbearbeiter **H. Wildberger** und **P. Gunkel,** dipl. Bauingenieure

Aufgabenstellung

Die äusseren Abmessungen der Hallenbauten waren durch das Grundstück und die städtebaulichen Vorschriften gegeben. Die Grundriss- und Querschnittsgestaltung und die Nutzlasten ergaben sich aus den betrieblichen Anforderungen, welche auch die Spannweiten und möglichen Konstruktionshöhen bestimmten. Der Bedarf an Ausstellungsfläche zwang zur Erstellung des Rohbaues zwischen zwei Messen. Damit war der Grund für die äusserst knappe Bauzeit gegeben. Nachdem Spannweiten, Konstruktionshöhen, Nutzlasten und Bauzeit festlagen, musste eine Lösung gefunden werden, welche alle diese Voraussetzungen erfüllte.

Baumethode und Baustoffwahl

Die zur Verfügung stehende Bauzeit von rund 9 Monaten schloss eine traditionelle Bauweise aus, da diese zwei bis drei Jahre in Anspruch genommen hätte. Die Lösung konnte nur in der Vorfabrikation und Montagebauweise und in der Rationalisierung der Ortsbetonarbeiten gesucht werden.

Untersucht wurden Konstruktionen in Stahl und Beton. Obwohl sich Stahl konstruktiv als sehr günstig erwies, führten die angestellten Studien eindeutig zu einer Lösung mit vorfabrizierten Betonelementen. Massgebend für diesen Entscheid waren verschiedene Faktoren. Aus feuerpolizeilichen Gründen hätte die Stahlkonstruktion feuersicher ummantelt werden müssen, was jedoch aus wirtschaftlichen und terminlichen Gründen untragbar gewesen wäre. Auch schlossen die damaligen Lieferfristen die Ausführung in Stahl aus. Die Stahlkonstruktionen der bestehenden Muba-Hallen bedingen laufend grössere Unterhaltskosten, während diese bei einer Betonkonstruktion praktisch entfallen. Eine Mischung der Baustoffe schied ebenfalls aus. Auf Grund der Gegebenheiten erwies sich ein Montagebau aus vorfabrizierten Betonelementen als zweckmässig, was die Ausführung dann voll bestätigte.

Vorarbeiten

Ende 1962 begann die Lieferfirma mit den Vorbereitungsarbeiten für die Produktion der rund 2800 Kassettenplatten und 700 Unterzüge, welche im Februar 1963 aufgenommen wurde. Die Herstellung der Stützen in Halle 7 konnte erst nach der Messe, im Juni 1963, beginnen.

Auf der Ostseite des Neubaues — unmittelbar vor dem Rosental-Schulhaus — wurde eine 12 m tiefe Rühlwand geschlagen, um nach der Messe und dem Abbruch der alten Messehallen sofort mit dem Aushub von rund 100 000 m³ beginnen zu können. Eine Abspriessung der steilen seitlichen Böschungen der übrigen Gebäudeseiten kam nicht in Frage. Aus diesem Grunde wurde vor Beginn der Arbeiten rund um die Baugrube ein Injektionsschleier in einer Stärke von rund 1 m in der Neigung der Böschung gelegt.

Konstruktionsprinzipien bei der Montagebauweise in Betonelementen

Die Möglichkeiten des Ingenieurs werden bei der Montagebauweise stark eingeschränkt. Es gelten andere Konstruktionsprinzipien und Gesichtspunkte als bei der traditionellen Bauweise. Massgebend für die Planung sind: die Produktionsmöglichkeiten, die Transportmöglichkeiten, die Montagemöglichkeiten und die Toleranzen. Im Bericht «Vorfabrizierte Betonelemente» (S. 249) werden die allgemeinen Gesichtspunkte näher erläutert. Die Vorfabrikation gewährleistet hohe Betonqualitäten und erlaubt so eine bessere Materialausnützung und damit geringere Querschnitte und Gewichte.

Die Konzeption des Gebäudes muss den Erfordernissen der Vorfabrikation angepasst werden. Zur Erzielung grosser Serien sollen die Typenzahl auf ein Minimum beschränkt und Einzelanfertigungen vermieden werden. Die Montage muss unabhängig von notwendigen Ortsbetonkonstruktionen erfolgen können, da eine befriedigende Koordination beider Ausführungen nur selten möglich ist.

Besondere Probleme

Die Bauarbeiten mussten unmittelbar nach Einsetzen des Aushubs begonnen und parallel zu diesem vorangetrieben werden. Sobald die notwendige Arbeitsfläche in der Baugrube vorhanden war, wurden die ersten Fundamente erstellt. Die zulässigen Nutzlasten liessen infolge der hohen Lasten der Hebezeuge keine gestaffelte Montage der einzelnen Stockwerke zu; die Montage musste deshalb immer auf die ganze Gebäudehöhe ausgeführt werden.

Die grossen Abmessungen des Bauwerkes zwingen zur Ausbildung von Dilatationsfugen, welche die Gewährleistung der Längs- und Querstabilität des Gebäudes erschweren (Bild 15). Da das Gebäude nicht ständig geheizt wird, muss mit grossen Temperaturdifferenzen und entsprechenden Verformungen gerechnet werden.

Im Innern der Ausstellungsräume fehlen stabilisierende Bauteile zur Aufnahme der Horizontalkräfte. Diese mussten auf die Lift- und Treppentürme abgeleitet werden, da die Anordnung von Windverbänden praktisch nicht möglich war. Eine starre Verbindung der inneren Rahmen mit diesen Türmen war aber infolge der Temperatur- und Schwindwirkungen unmöglich.

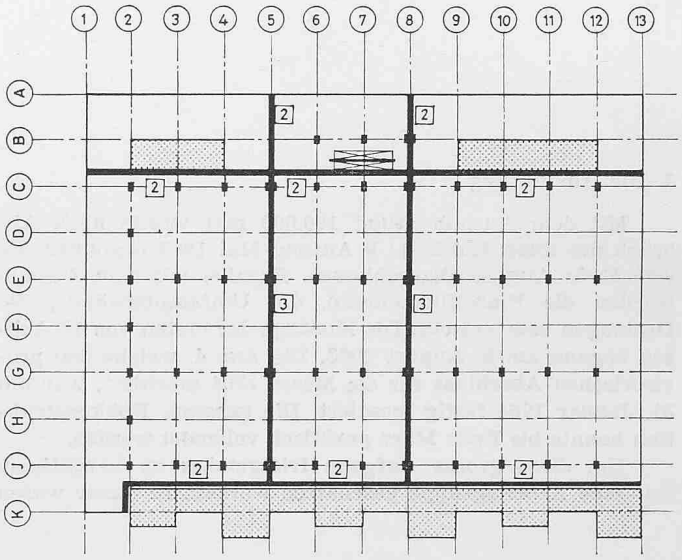


Bild 15. Generelle Uebersicht über die Dilatationsfugen (fette Linien)

Im Hinblick auf die Montage und auf einfachere Verbindungen neigt man bei vorfabrizierten Konstruktionen im allgemeinen zu statisch bestimmten Lagerungen der Elemente, wenigstens in Zwischenstadien. Dadurch entstehen aber an sich unstabile Gelenkketten, die erst in Verbindung mit stabilen Bauteilen ihre Standfestigkeit gewinnen. Im vorliegenden Projekt war eine solche Verbindung bei der Montage nicht möglich.

Die Treppen- und Lifttürme mussten in Ortsbeton erstellt werden. Diese Arbeiten liessen sich nicht mit der Montage koordinieren, weshalb eine vollständig unabhängige Ausführung der Montage- und Ortsbetonarbeiten notwendig wurde. Aus diesem Grunde waren während der Montage Windverbände notwendig, deren Aufgabe später von den Türmen übernommen wurde.

Die festgelegte Gebäudehöhe, die notwendige Kranhakenhöhe, die Stockwerkzahl und der Grundwasserstand schränkten die möglichen Konstruktionshöhen stark ein.

Da die Montage vom Kellerboden aus erfolgen musste, entstanden Hubhöhen von rd. 35 m, welche die zulässige Last der Pneukrane auf rd. 12 t reduzierte. Die Verwendung grossflächiger Elemente war somit ausgeschlossen.

Entwicklung des Projektes

Auf Grund der Gegebenheiten schieden, wie bereits festgestellt wurde, reine Ortsbeton- und Stahllösungen aus. Die Lagerung, der Transport und die Montage von grossflächigen

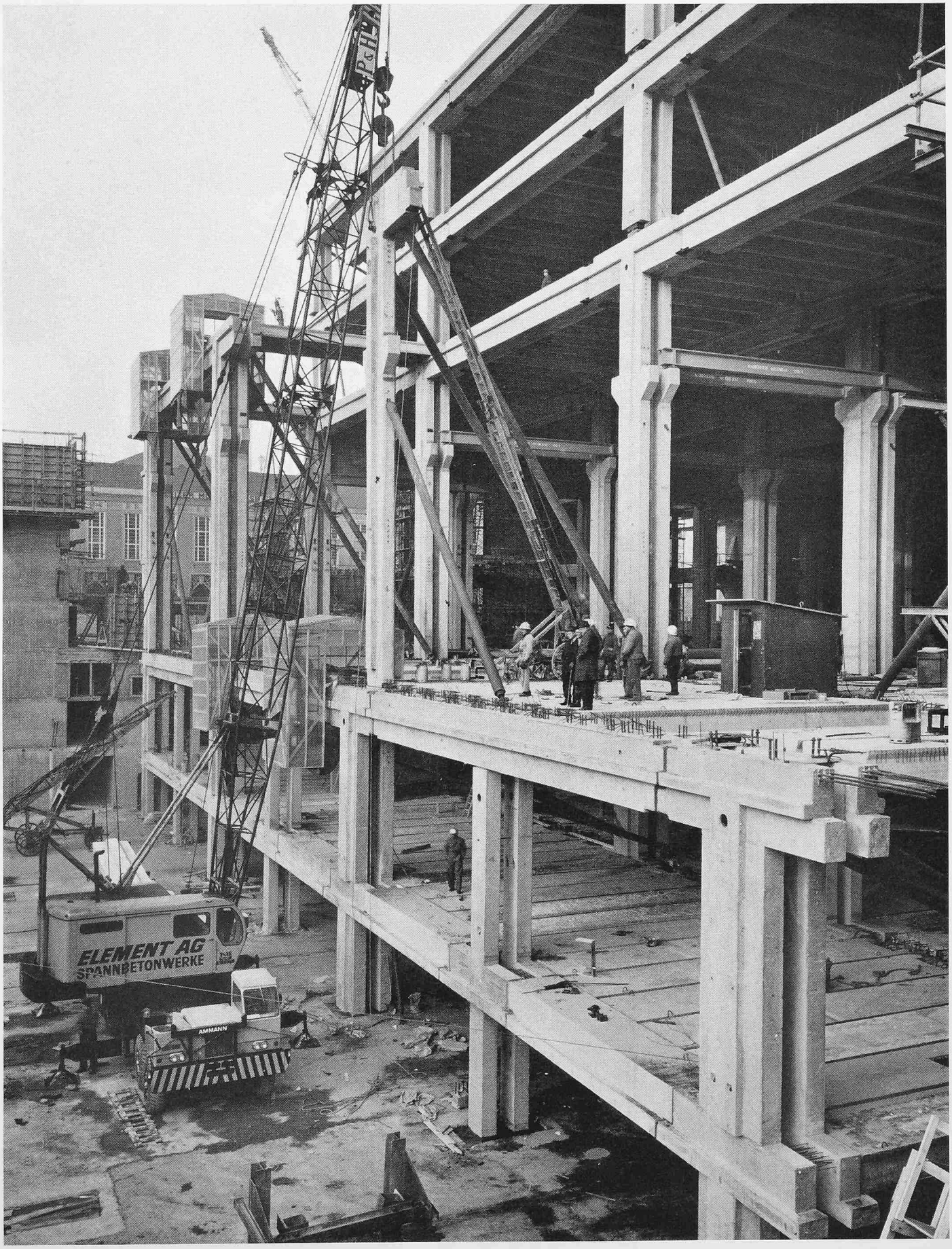
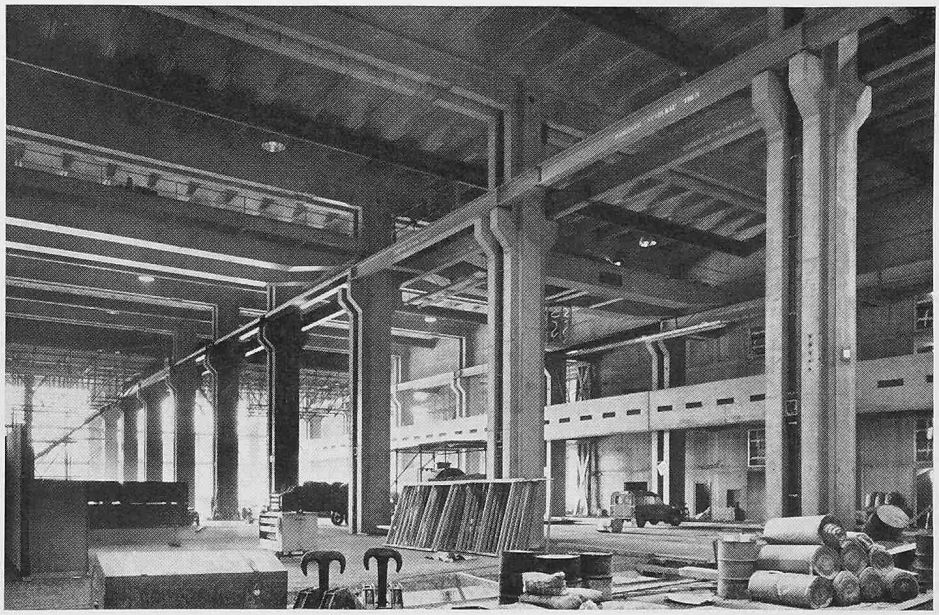


Foto Hoffmann, Basel

Montage einer Erdgeschoss-Stütze. In zehn Arbeitstagen wurde jeweils eine Axe über fünf Stockwerke mit 277 Elementen montiert. Den Schweissern standen transportable Arbeitsgerüste zur Verfügung, die im Winter mit Plastik verkleidet waren.

Blick vom Erdgeschoss aus auf das Einhängen eines Unterzuges auf die Stützenkonsolen. Die sichtbaren Siederohre dienen zum Richten der Stützen und als Verband bis zur Verbindung der Rahmen durch die Rippenplatten. Foto Hoffmann, Basel

Hallenneubau Rosental der Schweizer Mustermesse. Architekten BSA **Suter & Suter,** Basel, Ingenieure S. I. A. **Emch & Berger,** Basel



Blick durch die Erdgeschosshalle mit ihren drei Schiffen von je 18 m Breite. Vorfabrizierte Zwillings-Stützen (Eigengewicht 2 × 28 t), Konsolen für Kranbahn (25 t) und Zwischendecken. Konstruktionshöhe rund 10 m. Im Hintergrund ist das Galeriegeschoss sichtbar mit seiner Brüstung, aus der die Zuluft eingeführt wird. Abluft durch Metallrohre (mit 70 cm Durchmesser) an der Rippendecke.

Elementen war nicht möglich, so dass kleinflächige, mehr stabförmige Elemente gewählt werden mussten. Die Lösung bestand in der Verwendung von Unterzügen, Stützen und schmalen Rippenplatten.

In einer ersten Variante wurde ein System mit Riegelgelenken gewählt. Die Berechnung des ganzen, fünfstöckigen Rahmens zeigte jedoch, dass die Eckmomente, vor allem infolge Temperaturänderungen, unzulässig gross wurden. Zudem rief die exzentrische Lagerung der Rippenplatten auf den Unterzügen im Montagezustand Torsionsmomente hervor, die durch die Gelenke nicht übertragen werden konnten.

In einer zweiten Variante wurden zum Abbau der Eckmomente bei den kurzstieligen Stockwerkrahmen gelenkige Stützenanschlüsse vorgesehen. Die Rahmenriegel sollten mittels «Durchschubkabeln» vorgespannt und biegesteif mit den Stützen verbunden werden (Bild 17). Die Berechnung der Schnittkräfte zeigte jedoch, dass sich die Vorspannung im vorliegenden Fall nicht eignete, da das ungünstige Verhältnis von Nutzlast zu Eigengewicht zu einer annähernd zentrischen Kabelführung zwang, was zu hohen Vorspannkräften und zu unzulässigen Betonspannungen führte.

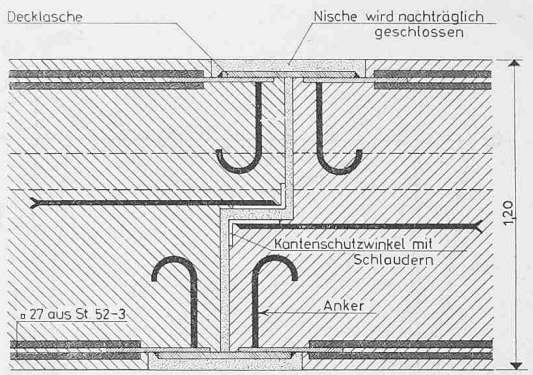


Bild 16. Biegesteife Verbindung zwischen den Stützenkonsolen und den Unterzügen. Obschon in den theoretischen Momenten — Nullpunkten angeordnet, sind infolge Wechselbelastungen Momente von 50 bis 100 mt anzuschliessen. Die Ankereisen sind wegen der Umlenkkräfte angeordnet, die aus Differenzen in der Höhenlage der zu verbindenden Elemente auftreten können. Masstab 1:30

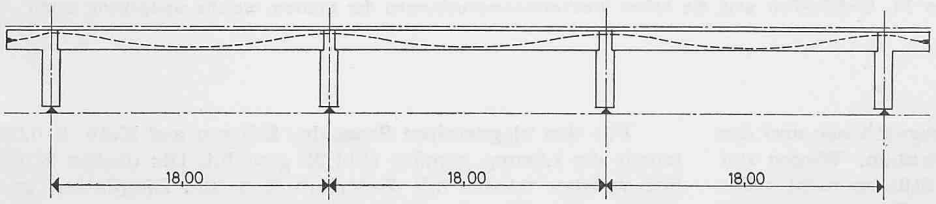


Bild 17. Statisches System in einer Vorprojektstufe: Nachträgliche Vorspannung des Rahmenriegels. Gelenkige Stützenfussverbindungen im Hinblick auf Eigenspannungszustände. Masstab 1:500

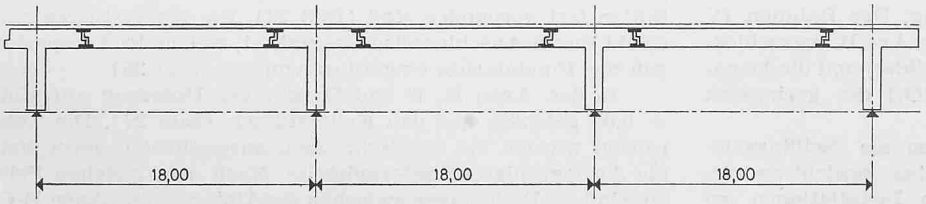


Bild 18. Endgültiges Rahmensystem in den Obergeschossen. Biegesteife Riegelverbindungen und gelenkige Stützenfussanschlüsse Masstab 1:500

Ausführungsprojekt

Es musste eine schlaff armierte Lösung gesucht werden. Im gewählten statischen System (Bild 20) wurden die biegesteifen Rahmen I und II gelenkig gelagert (Bilder 19 und 16), wodurch die Momente am Stützenkopf kleiner gehalten werden können als bei Einspannung des Fusses. Der biegesteife

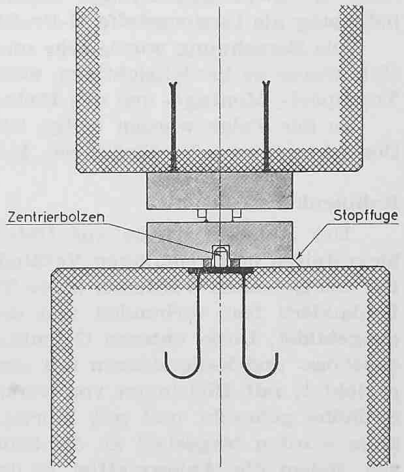


Bild 19. Gelenkiger Anschluss einer Stütze an die Unterkonstruktion. Auflagerlast bis zu 290 t. Masstab 1:30

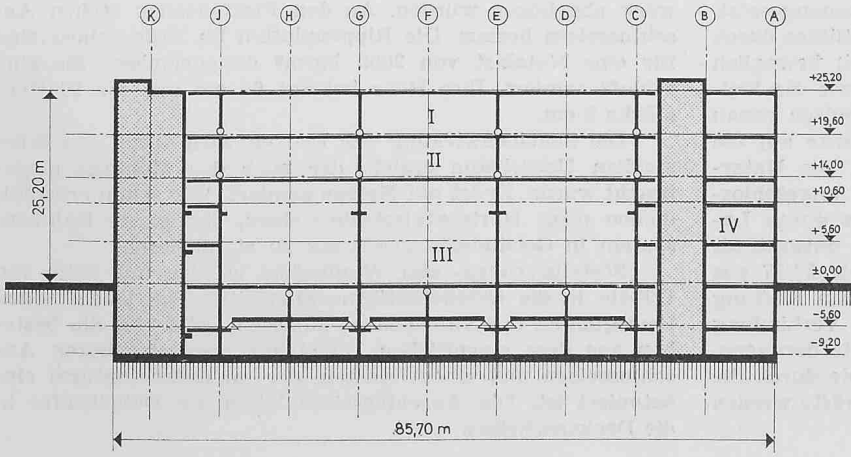


Bild 20. Querschnitt 1:1000 mit statischem System getrennt nach Ortsbeton (gerastert) und Vorfabrikation

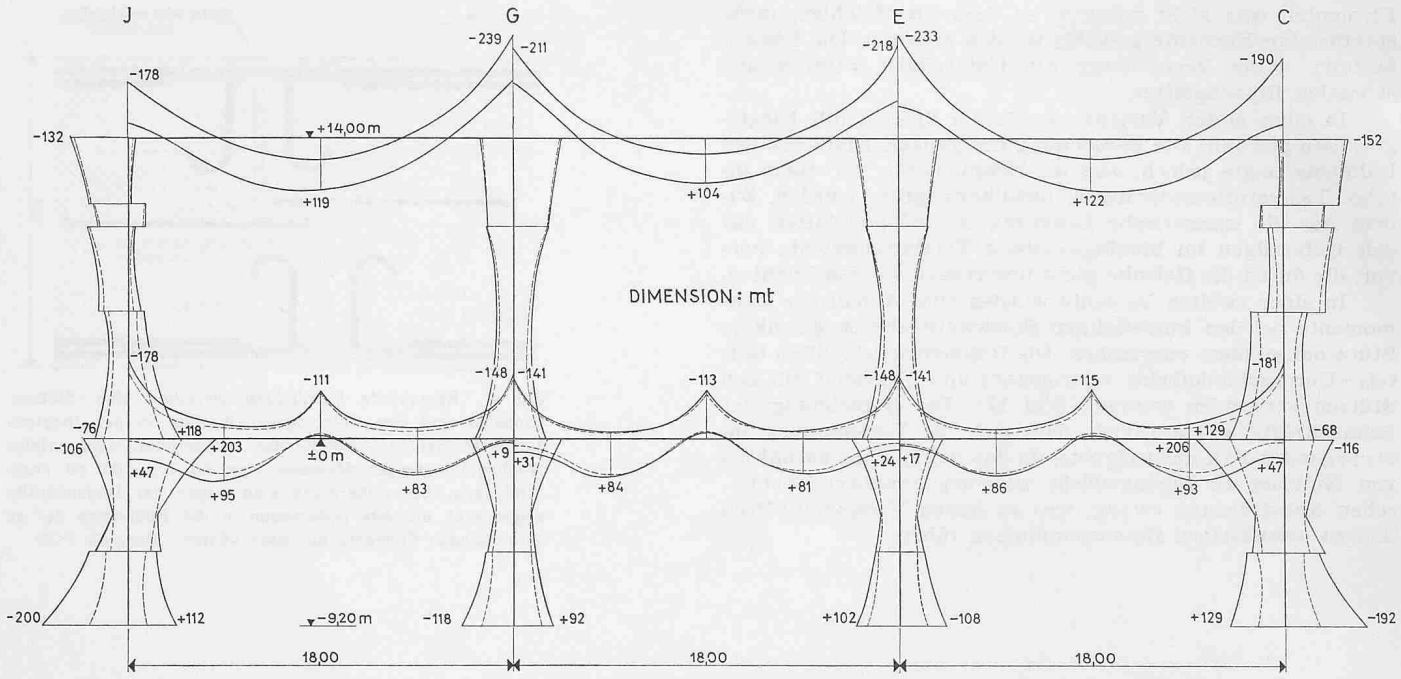


Bild 21. Grenzwertlinie der Momente von Rahmen III. Eindrücklich sind die hohen Wechselbeanspruchungen der Stützen, welche weitgehend durch die Temperatureinflüsse bedingt sind

Rahmen III (Bild 21) umfasst zwei Untergeschosse und das 14 m hohe Erdgeschoss mit den Laufkranen. Wegen der hohen Lasten (bis zu 740 t) können die Stützen nicht mehr gelenkig angeschlossen werden. Um die Temperaturbeanspruchungen im Rahmen zu verringern, erhält der Riegel auf Kote —5,60 bei den Axen C, E, G und J eine Dilatationsmöglichkeit und eine gelenkige Lagerung. Der Rahmen IV ist biegesteif an den Ortsbetonturm in der Axe B angeschlossen. Die Stützen wurden T-förmig ausgebildet, und die biegesteifen Stösse mit den Riegeln an den Ort der geringsten Beanspruchung verlegt (Bild 18).

Alle Stützen und Unterzüge wurden als Zwillingselemente ausgeführt, um einerseits das Montagegewicht zu verringern und anderseits Raum für die Installationen zu schaffen.

Durch vorübergehende zentrische Lagerung der Rippenplatten auf den Unterzügen gelang es, das Torsionsmoment im Montagezustand aufzuheben. Im Endzustand wirken jedoch die Zwillingsunterzüge zusammen mit einem Ueberbetonsteg als torsionssteife U-Profile.

Die Berechnung wurde sehr umfangreich. Rund 30 Lastfälle waren zu berücksichtigen, wobei jedes Element auf den Transport-, Montage- und den Endzustand zu berechnen war.

In der Folge werden einige Einzelheiten der Konstruktion (Anschlüsse, Verbindungen, Montage usw.) beschrieben.

Rahmenkonstruktion

Der Rahmen wurde aus Unterzügen und Stützen mit biegesteifen und gelenkigen Verbindungen zusammengesetzt. Bei den Gelenken wurde der obere Teil mit den Stützen durch Schlaudern fest verbunden und der untere Teil beweglich ausgebildet. Diese unteren Gelenkteile wurden wie die Erdgeschoss- und Kellerstützen mit einem Zentrierbolzen genau gerichtet, mit Bleiringen von verschiedener Stärke auf die Sollhöhe gebracht und mit Mörtel unterstopft. Die Unterzüge wurden biegesteif an die Stützenkonsolen angeschlossen, indem die Ankerplatten in den Elementen durch Laschen verbunden und die Fugen durch Mörtel ausgestopft wurden. Die Ankerplatten sind an Vierkantstähle 27/27 aus Stahl St. 52-2 angeschweisst, welche zur besseren Haftung durch Sandstrahlen aufgerauht wurden. Diese Verbindung stellte an die Ausführungsgenauigkeit hohe Anforderungen. Zugelassen wurden Toleranzen von ± 5 mm. Die durch die Abkröpfung der Laschen entstehenden Umlenkkräfte werden durch Rundeisenanker aufgenommen.

Für den biegesteifen Stoss der Stützen auf Kote ± 0,00 wurde die Lösung gemäss Bild 22 gewählt. Die oberen Stützen wurden wieder mit Zentrierbolzen und Bleiplatten gerichtet (Bild 24). Die Biegezugkräfte werden durch je zwei Ankerschrauben übertragen, wobei die Ankerkräfte auf ausgesteifte Winkel abgegeben werden, welche mit der oberen Stütze fest verbunden sind (Bild 23). Die Kellerstützen sind direkt durch Anschlusseisen verankert, welche in Aussparungen der Fundamente eingeführt wurden (Bild 25).

In den Axen H, F und D ruht der Unterzug auf Kote ± 0,00 gelenkig auf den Kellerstützen (Bild 27). Die Toleranzen wurden mit Stellschrauben ausgeglichen, bevor man die Auflagerplatten untermörtelte. Nach dem gleichen Prinzip sind die Rollenlager zwischen den Unterzügen (Axen B-C) konstruiert worden (Bild 26). Mit den Stellschrauben wurde erreicht, dass die Rollen auf ihrer ganzen Länge anliegen.

Rippenplatten und horizontale Deckenscheiben

Die Deckenelemente — vorfabrizierte Rippenplatten — spannen sich in Gebäudelängsrichtung über rd. 8 m von Rahmen zu Rahmen (Bild 29). Zwischen den Auflagerkonsolen der Rippenplatten und den Unterzügen wurden bei der Montage Gummiplättchen eingelegt. Dadurch wurden die Lasten von Anfang an zentrisch auf die Unterzüge abgegeben.

In den Normalgeschossen mit 600 kg/m² Nutzlast sind die Rippenplatten vorgespannt. Sie haben eine Höhe von 50 cm und eine Plattenstärke von 6 cm. Die Platte und die Rippen sind mit Armierungsnetzen bewehrt, die im Betonwerk abgebogen wurden. An den Plattenenden stehen Anschlusseisen heraus. Die Rippenplatten im Erdgeschoss sind für eine Nutzlast von 2000 kg/m² dimensioniert. Sie sind schlaff armiert. Ihre Höhe beträgt 60 cm und die Plattenstärke 8 cm.

Die Scheibenwirkung der Decken wird durch den 6 cm starken Ueberbeton erzielt, der nach der Montage eingebracht wurde. Er ist mit Netzen armiert. Wie schon erwähnt, dienen diese Horizontalscheiben dazu, das ganze Rahmensystem in Gebäudelängsrichtung zu stabilisieren.

Stabilisierungs- und Windkräfte werden mit Hilfe von Dübeln in die Ortsbetontürme abgeleitet. Die Dübel sollen Bewegungen in Rahmenebene zulassen (Bild 28). Sie bestehen aus dem eigentlichen Dübel mit angeschweissten Anschlusseisen und einem Kasten, der im Ortsbetonturm einbetoniert ist. Die Anschlusseisen leiten die Dübelkräfte in die Deckenscheiben.

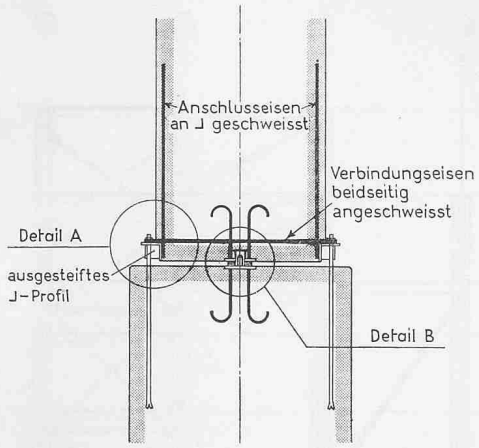


Bild 22. Biegesteifer Anschluss einer Erdgeschoss-Stütze an die Unterkonstruktion. Masstab 1:60

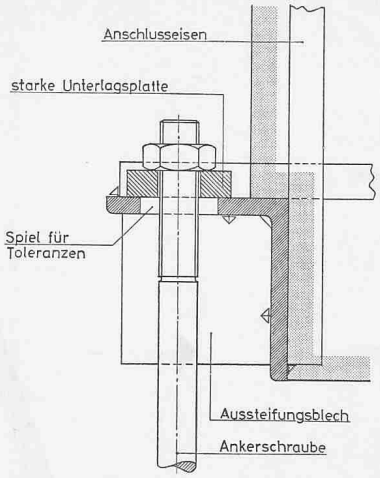


Bild 23. Detail A zum biegesteifen Anschluss einer Erdgeschoss-Stütze an die Unterkonstruktion (siehe Bild 22). Masstab 1:6

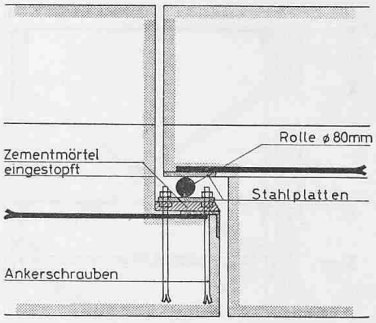


Bild 26. Ausbildung einer Dilatationsfuge im Rahmen. Die berechneten Verschiebungen infolge Temperatur und Schwinden sind so gross, dass Rollenlager konstruiert werden mussten. Masstab 1:30

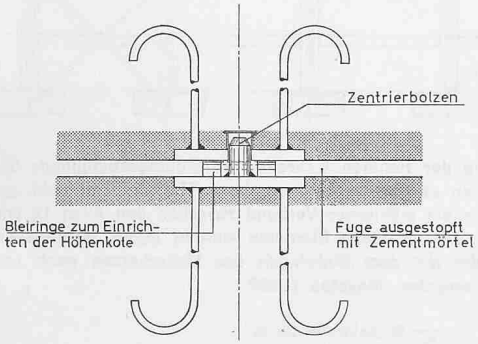


Bild 24. Detail B: Auflagerplatten mit Zentrierbolzen und Bleiringen zum genauen Einpassen der Stütze (siehe Bild 22). Masstab 1:15

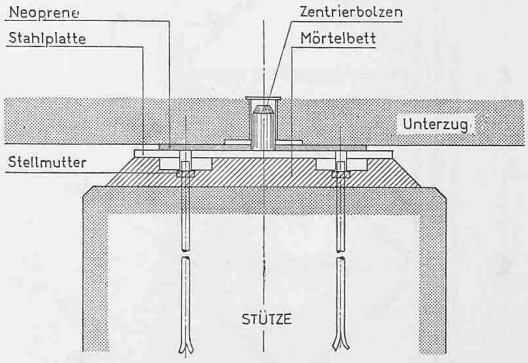


Bild 27. Gelenkanschluss der Pendelstütze an einen Unterzug in den Untergeschossen. Masstab 1:15

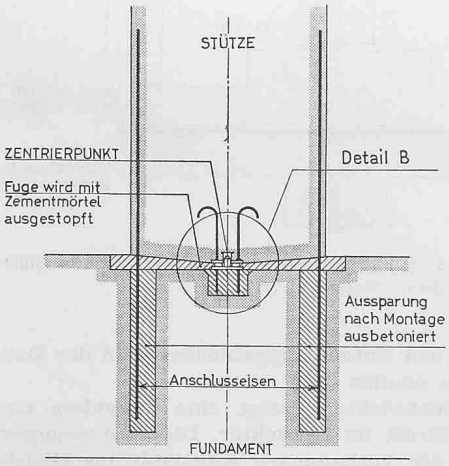


Bild 25. Biegesteifer Anschluss der vorfabrizierten Untergeschoss-Stützen an die Fundamente. Masstab 1:60. Grösste Last auf Fundament rd. 1400 t.

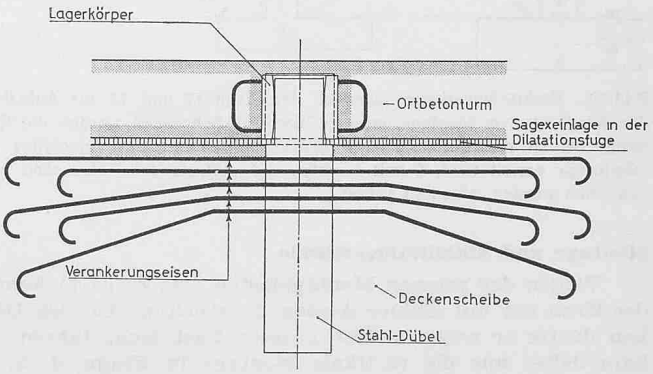


Bild 28. Anschluss des vorfabrizierten Systems an die stabilisierenden Ortsbetontürme mit Hilfe von Stahldübeln. Diese sind so ausgebildet, dass eine horizontale und vertikale Verschiebung möglich ist (beweglicher Anschluss mit zwei Freiheitsgraden). Masstab 1:30

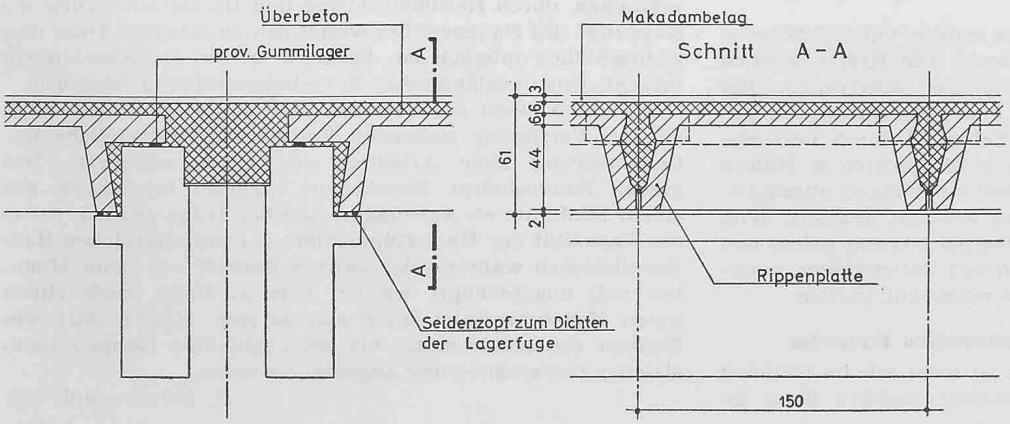


Bild 29. Querschnitt durch die Zwillingsunterzüge und durch die Kassettenplatten. Masstab 1:40

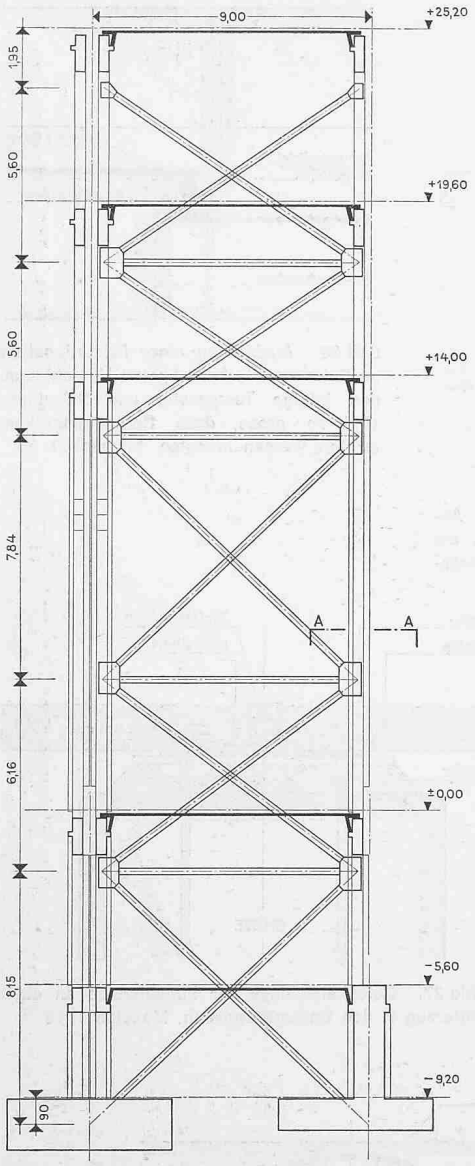


Bild 30. Stabilitätsverband zwischen den Axen 12 und 13 zur Aufnahme der Windkräfte im Montagezustand. Durch HV-Schrauben werden die Knotenbleche an die Betonelemente gepresst, wodurch ein Anschluss auf «Reibung» erzielt wird. Damit konnten die auftretenden Toleranzen ausgeglichen werden. Masstab 1:250

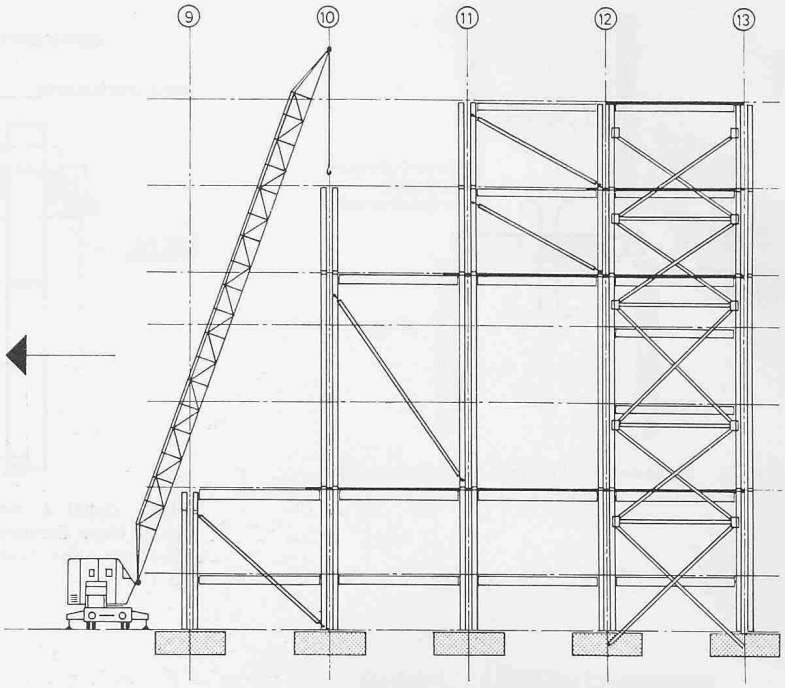


Bild 31. Stabilisierung der Rahmen während des Montagezustandes: Solange der Anschluss an die Ortsbetontürme durch Verdübelung nicht gewährleistet war, sorgte ein stählerner Verband zwischen den Axen 12 und 13 für die Stabilität. Die einzelnen Elemente wurden durch Montageverbände festgehalten, die mit dem Einbringen des Ueberbetons nach und nach entfernt werden mussten. Masstab 1:500

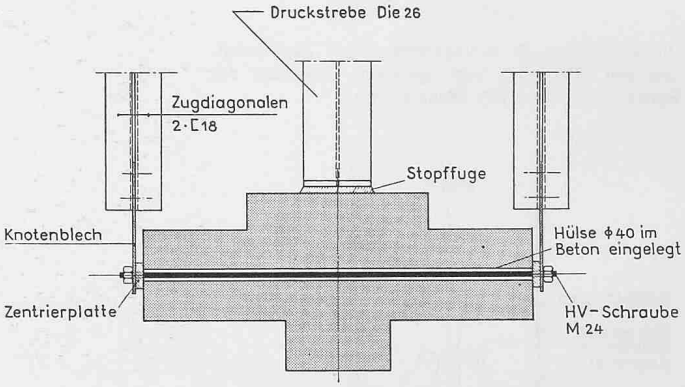


Bild 32. Anschluss des Stabilitätsverbandes an eine vorfabrizierte Stütze mittels hochfester Schrauben. Masstab 1:30

Montage und Stabilitätsverbände

Wegen der grossen Montagelasten (bis zu 34 t) konnte der Kran nur mit kleiner Auslegung arbeiten. Auf den Dekken durfte er wegen seiner grossen Last nicht fahren. Es kam daher nur die vertikale Montage in Frage, d. h. es wurde Rahmen um Rahmen auf die ganze Höhe montiert (Bild 31). Die Montage begann in den Axen 13 und 12 und ging weiter zu den Axen 11, 10 usw. Da die Deckenscheiben sowie die Anschlussdübel anfänglich nicht vorhanden waren, musste der gesamte montierte Teil mit einem Verband stabilisiert werden (Bild 30).

Die Knotenbleche des Verbandes wurden mit HV-Schrauben an die Betonstützen angeschlossen. Die Kräfte wurden durch Reibung im Beton-Stahl-Verbund übertragen. Bei einer Vorspannkraft von 18,4 t je Schraube wurde eine zulässige Reibungskraft von 4 t pro Schraube durch Versuche ermittelt (Bild 32). Die Schrauben M 24 steckten in Hülsen Ø 40, so dass es möglich war, Massabweichungen auszugleichen. Diese HV-Verbindungen haben sich gut bewährt, denn sie hatten absolut kein Spiel, sie konnten beliebig gelöst und wieder neu montiert werden, und in den Betonstützen mussten keine herausragenden Stahlteile eingebaut werden.

Wirtschaftliche Bedeutung der angewandten Bauweise

Die gewählte Konstruktionsart ist nicht nur im Hinblick auf dieses Bauvorhaben von Bedeutung, sondern muss im Zusammenhang mit den Entwicklungstendenzen in der Bauwirtschaft betrachtet werden.

Die Konjunkturentwicklung zeigt eine besonders eindrückliche Auftriebskraft im Bausektor. Die Bestrebungen, die Nachfrage mit der vorhandenen Kapazität ins Gleichgewicht zu bringen, können die Probleme nicht auf die Dauer lösen, da der wirtschaftlich und sozial wirklich wichtige Bedarf die Arbeitskapazität bereits übersteigt. Zur Herstellung des notwendigen Gleichgewichts sollte man mit allen Mitteln versuchen, durch Rationalisierung und Industrialisierung die Kapazität des Baugewerbes wesentlich zu erhöhen. Dass dies grundsätzlich möglich ist, haben u. a. die Untersuchungen verschiedener ausländischer Forschungsinstitute bewiesen.

Beim Neubau der Mustermesse war wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Bauzeit die bestmögliche Rationalisierung aller Arbeiten eine Grundbedingung. Das grosse Bauvorhaben konnte nur dadurch tatsächlich mit einem Minimum an Arbeitsaufwand bewältigt werden, wobei die Kapazität der Unternehmer und der umfangreichen Bauinstallationen während der ganzen Bauzeit von neun Monaten voll ausgeschöpft werden konnte. Dank auch einem guten Zusammenspiel aller eingesetzten Kräfte darf der Neubau der Mustermesse als ein geglücktes Beispiel industrieller Rationalisierung angesehen werden.

F. Berger, dipl. Ing.

Photographen (die Ziffern bedeuten die Bildnummern): Balair AG, Basel, 1; C. Hoffmann, Basel, 33, 34, 35, 36, 38, 39, 42; Zimmer, Basel, 37; H. Apfel, Lörrach, 40; Dierks, Basel, 43, 47; M. Dörflinger, Basel, 48.

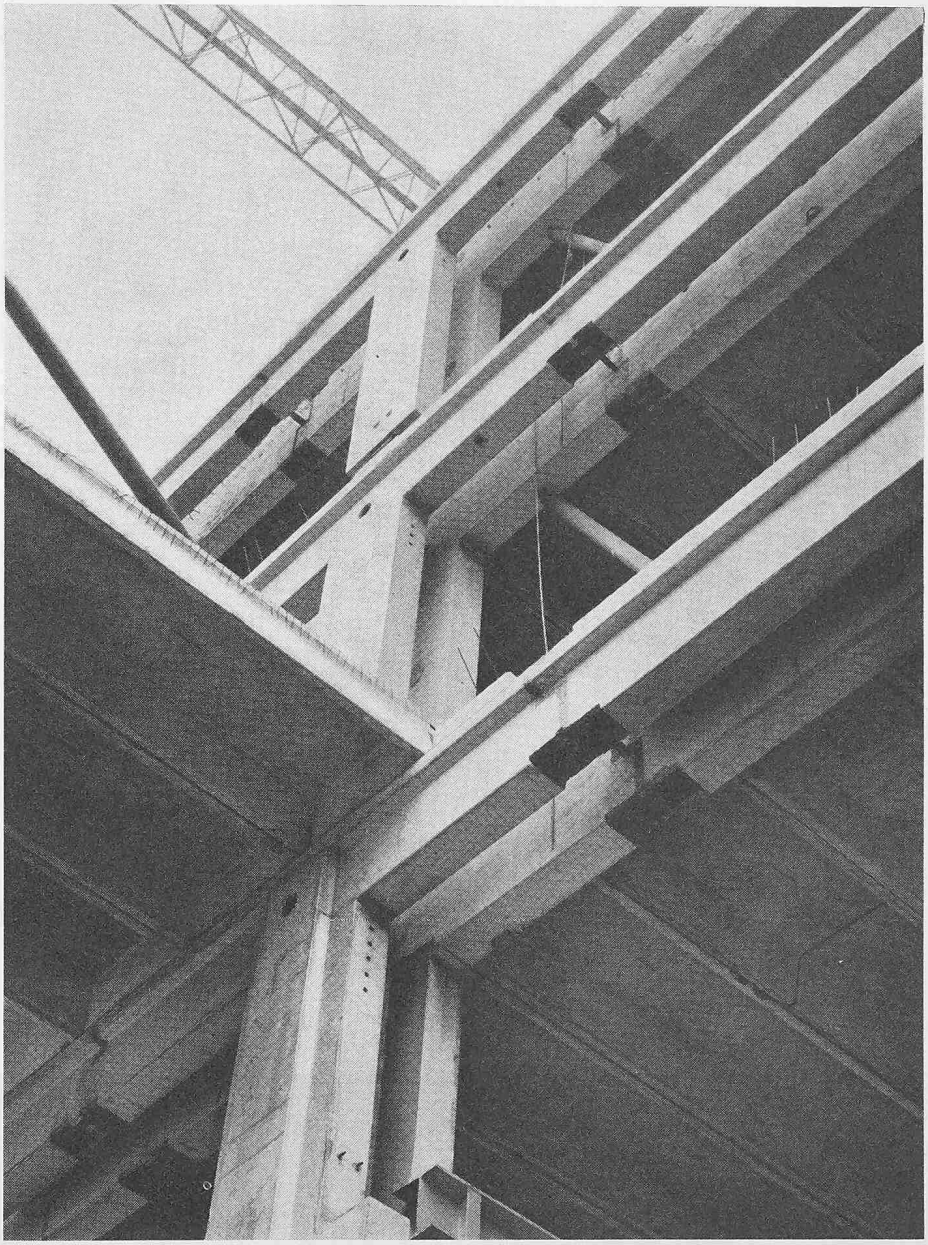


Bild 33. Blick auf die Stösse zwischen den Stützenkonsolen und den Unterzügen. Die Ankerplatten der Elemente werden durch je zwei Laschen miteinander kraftschlüssig verbunden. Dadurch wurde eine rasche und kontinuierliche Montage ermöglicht

Vorfabrizierte Betonelemente

1. Allgemeine Gesichtspunkte für Planung, Fabrikation, Transport und Montage

Der Neubau der Schweizer Mustermesse gab erstmals Gelegenheit, die vielfältigen Möglichkeiten der Vorfabrikation konzentriert zum Einsatz zu bringen. Das Vorgehen bei einem derartigen Projekt soll hier zunächst ganz allgemein geschildert werden.

Bereits bei der Planung wird das ganze Bauwerk weitgehend in einzelne Elemente zerlegt. Dieser Prozess erfordert von Anfang an eine enge Zusammenarbeit zwischen Architekt, Ingenieur und Unternehmer. Der Unternehmer richtet seine ganze Aufmerksamkeit auf möglichst günstige Verhältnisse für die Fabrikation, den Transport und die Montage. Hierbei wird er versuchen, folgende *Voraussetzungen* herbeizuführen:

Die Serien der einzelnen Elementtypen sollen möglichst gross sein.

Die Form der Elemente soll derart gewählt werden, dass diese möglichst rationell hergestellt werden können.

Das Transportgewicht muss so kalkuliert werden, dass die Lademöglichkeit jeweils voll ausgenutzt werden kann.

Die Elemente sollen möglichst grossflächig bzw. weitgespannt sein, damit bei der Montage in kurzer Zeit grosse Flächen eingedeckt, d. h. grosse Spannweiten überbrückt werden können. Andererseits muss das Elementgewicht der Tragfähigkeit der Montagegeräte angepasst bleiben.

2. Die Fabrikation der Grundelemente

Im Falle des Hallenneubaus Rosental haben sich drei Grundelementtypen herausgebildet, die in Form, Gewicht, Serie und Funktion wesentliche Unterschiede aufweisen. Diese drei Grundtypen sind Stützen, Unterzüge und Deckenplatten. So verschieden die Funktionen dieser Grundelemente sind, so verschieden war auch ihre Herstellung und Handhabung.

Stützen: Die wuchtigen Formen mit ihren beachtlichen Aussenabmessungen von 6,8 m bis 14 m mit maximalem Eigengewicht von 32 t gestatteten keinen längeren Strassentransport. Es war daher bei der Planung zu berücksichtigen, dass die Stützen in unmittelbarer Nähe der Baustelle hergestellt werden sollten. Dank dem Umstande, dass die Mustermessehalle 7 zur Verfügung gestellt werden konnte, war ein

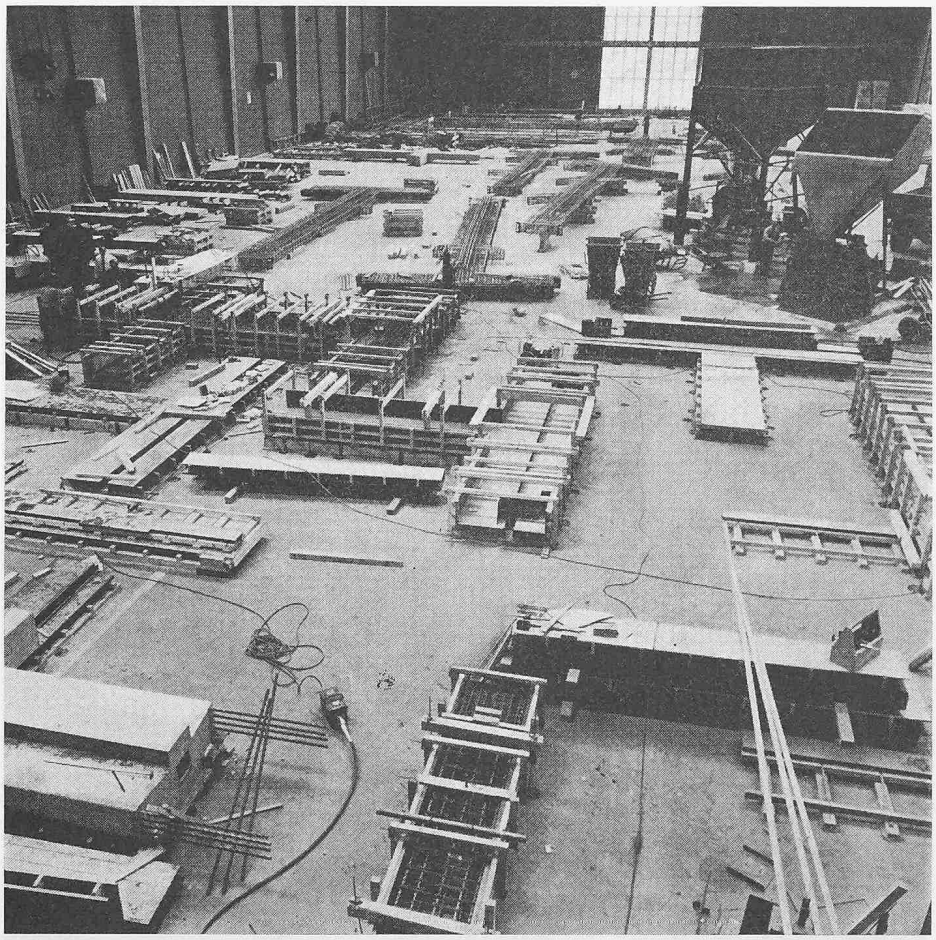


Bild 34. Ueberblick über die Stützenfabrikation in der Halle 7. Wegen der grossen Abmessungen mussten sämtliche Stützen in unmittelbarer Nähe hergestellt werden (Transportweg)

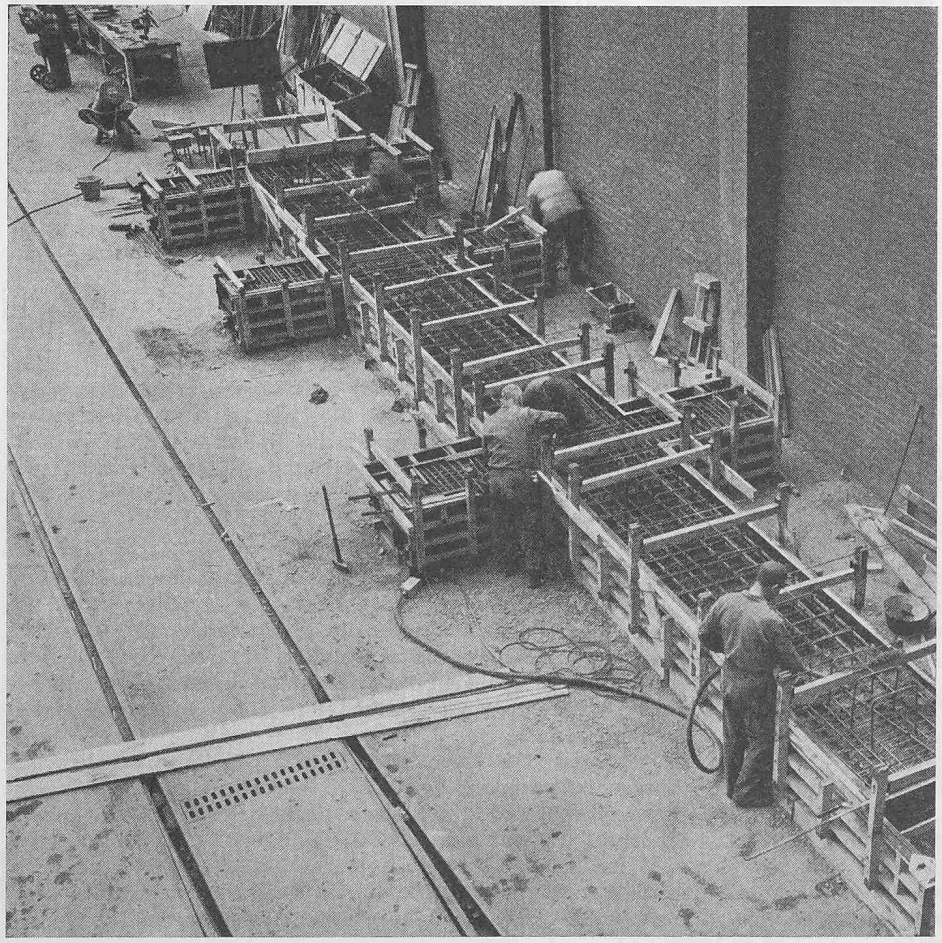


Bild 35. Herstellung einer Randstütze für das Erdgeschoss. Gewicht rund 34 t. Konsolen für die Zwischendecken und Kranbahnen. Hohe Materialausnutzung, die Wechselbeanspruchungen (siehe Grenzwerte), die Transport- und Montageverhältnisse führten zu einem hohen Armierungsgehalt

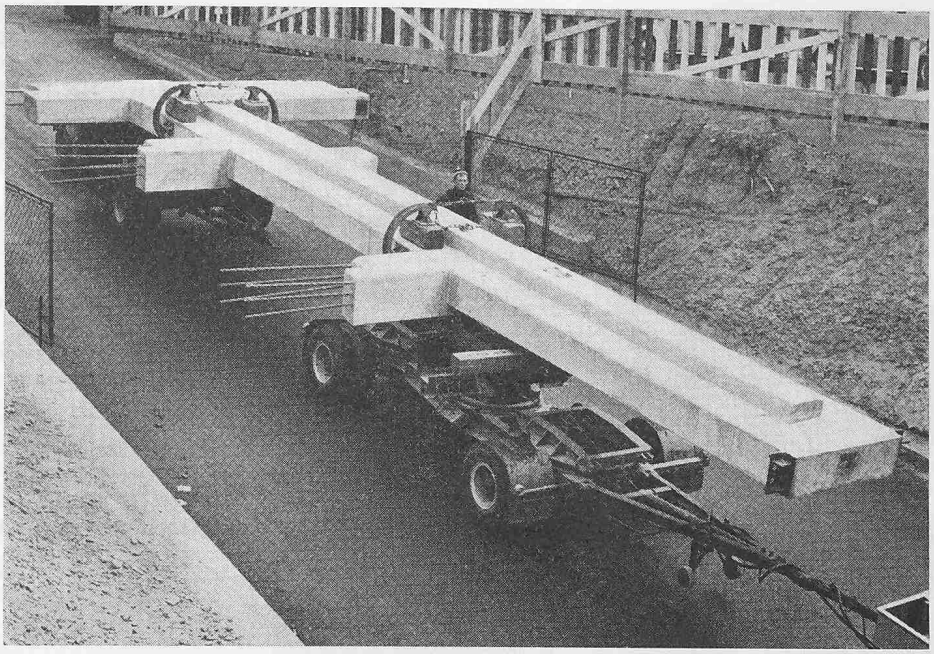


Bild 36. Antransport einer Erdgeschoss-Stütze zur Baugrube. Die seitlichen Anschlusseisen bei den Konsolen dienen zur Aufnahme des Ortbetons in den Randzonen bei den Türmen

idealer Fabrikationsort gefunden. Die gesamte Herstellung und Zwischenlagerung konnte in dieser Halle erfolgen. Täglich wurden 4 bis 6 Stützen fabriziert und auf Lager gelegt.

Unterzüge: Grösse und Gewicht (maximal 15 t) der Unterzüge erlaubten die Fabrikation im Betonwerk. Sie wurden nach dem Prinzip des Fliessbandes in langen Bahnen serienmässig hergestellt. Während die letzten Elemente der Bahn noch betoniert wurden, waren die ersten bereits wieder ausgeschalt und schon konnten die neuen vorfabrizierten Armierungskörbe eingelegt werden. Dieser Arbeitsrhythmus konnte durch künstliche Erhärtungsmethoden (Dampf oder Wärme) erheblich beschleunigt werden.

Deckenplatten: Sie sind als Rippenplatten mit einer Grundfläche von rd. 8 m x 1,5 m ausgebildet. Das Eigengewicht beträgt 4 bis 8 t. Durch die grosse Serie sind sie für die Fabrikation in einem permanenten Spannbetonwerk prädestiniert. Die Platten wurden in rund 80 m langen Spannbettbahnen hergestellt, wobei durch die obenerwähnten beschleunigenden Erhärtungsmethoden das Fassungsvermögen der ganzen Spannlänge als Tagesproduktion herausgenommen werden konnte.

Gesamtzahl der vorfabrizierten Betonelemente (aufgerundet):

Stützen	520 Stück
Unterzüge	700 Stück
Deckenplatten	2800 Stück
Total	4000 Stück

Gesamte Betonmenge rund 11 000 Kubikmeter.

3. Der Transport

Stützen: Diese schwersten Elemente wurden mittels einer Zugmaschine und zwei Spezial-Transportanhängern von 16- bzw. 24facher Bereifung transportiert. Dem Montagerhythmus entsprechend, wurden 4 bis 6 Stützen pro Tag zur Baustelle geführt.

Unterzüge: Der Antransport erfolgte mit Spezial-Lastzügen. Täglich trafen 3 bis 4 Unterzüge an Ort und Stelle ein.

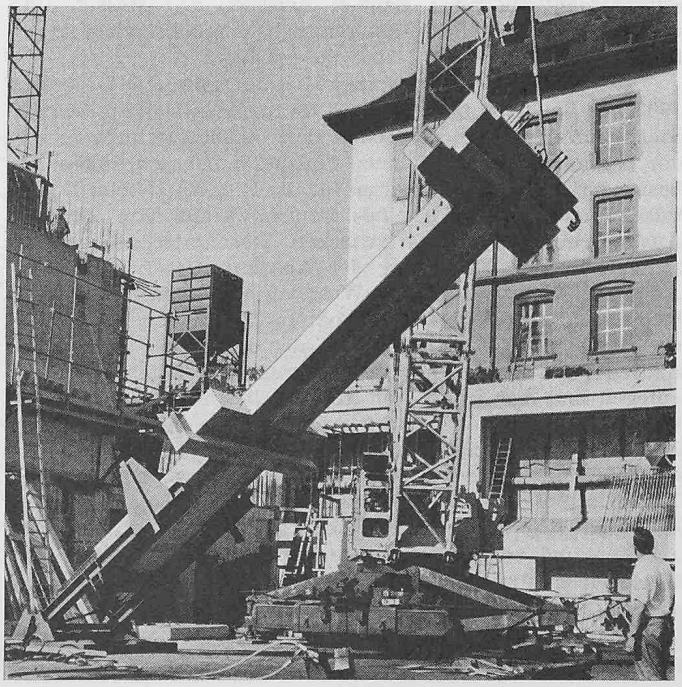
Deckenplatten: Diese wurden von dem Spannbetonwerk auf den gleichen Spezial-Lastzügen in Paketen von 3 bis 4 Stück direkt auf die Baustelle gefahren. Der Antransport war durch den Montagerhythmus bestimmt, d. h. es mussten 4 bis 6 Lastzüge pro Tag eingesetzt werden.

4. Die Montage

Die Montage wurde von zwei Kranen übernommen, einem Mobilkran (60 t) und einem Hochkran von 280 mt. Der 60-t-Mobilkran ist selbstfahrend und hat ein Eigengewicht von 82 t sowie eine Tragfähigkeit von 420 mt. Er führte die Montage der über 10 t schweren Elemente, also der Stützen und Unterzüge durch. Mit seinem 45-m-Ausleger war es möglich, auch die obersten Elemente des fünfstöckigen Gebäudes vom Kellergeschoss aus zu montieren. Die höchste Höhe über Kellerboden betrug 35 m. Der Hochkran mit seinem ausserordentlichen Schwenkbereich und seiner grossen Tragkraft von 280 mt übernahm die Montage der Deckenplatten.

Montageleistung: Pro Tag wurden 4 bis 5 Stützen, 20 Deckenelemente und 3 Unterzüge versetzt. Die Montage erfolgte feldweise, wobei jedes Feld einzeln auf 5 Geschosse zusammengebaut wurde. In 10 Arbeitstagen war ein Feld des dreischiffigen Haupttraktes mit total 277 Elementen montiert. Mit speziell ausgebildeten Gruppen erfolgte das Richten und Fixieren der Elemente im Montagezustand. Die dabei

Bild 37. Aufrichten einer Kellerstütze durch den 60-t-Mobilkran



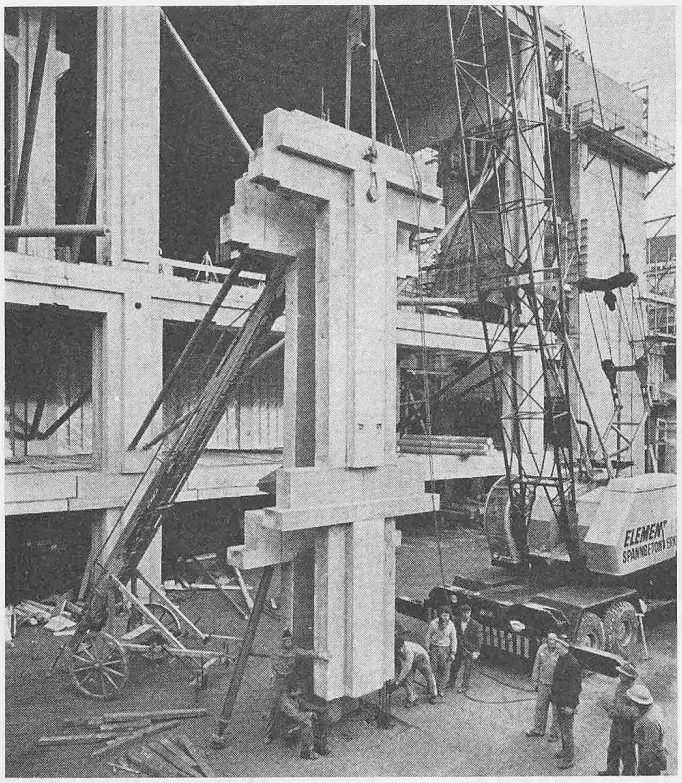


Bild 38. Versetzen einer Kellerstütze. Die Anschlusseisen werden in die Fundamentaussparungen eingeführt. Eine Zentrierplatte mit Bolzen und Bleiringen legt die genaue Lage der Stütze fest. Durch seitliche Streben wurden die Stützen gerichtet. Nutzlast einer Stütze rund 740 t.

aufzunehmenden Kräfte schwankten zwischen 4 und 15 t. Durch besondere Stabilisierungsverbände musste das im Montagezustand befindliche Bauwerk gegen Winddruck gesichert werden (Bild 31). Aus dem Beitrag des Ingenieurs sind hierüber nähere Einzelheiten zu entnehmen. Auch während der Wintermonate konnte die Montage fortgesetzt werden.

5. Einsatz von Arbeitskräften

Für die Ausführung der Arbeiten waren durchschnittlich einzusetzen:

In der Vorfabrikation im Werk für Deckenplatten und Unterzüge	45 Mann
In der Vorfabrikation (in Halle 7) für Stützen	40 Mann
In der Montage am Bau	35 Mann
Total	120 Mann

Voraussetzung für eine erfolgreiche Vorfabrikation ist ein ausgezeichnetes Teamwork zwischen allen für den Bau Verantwortlichen. Diese Vorbedingung war beim Neubau der Mustermesse im besten Sinne erfüllt.

E. Bernasconi, Element AG, Tafers (FR)

Organisation der Baustelle

Die *Arbeitsgemeinschaft für Ortbetonarbeiten* (Gebr. Stamm, Basel; Basler Baugesellschaft AG; Preiswerk & Cie. AG, Basel) und die *Arbeitsgemeinschaft für die Vorfabrikationsarbeiten und Montage* (Element AG, Tafers; Arbeitsgemeinschaft Ortbeton) hatten in enger Zusammenarbeit den Ablauf der Arbeiten auf der Baustelle sicherzustellen.

Die Ausgangslage. Die alte Messehalle 9, die als Holzkonstruktion auf dem Rosentalareal stand, war für die Mustermesse 1963 noch benötigt worden. Sie konnte erst Anfang Mai 1963 abgebrochen werden. Im Hinblick auf die ausserordentlich kurze Bauzeit zwischen den Messen 1963 und 1964 war es daher unumgänglich, möglichst viele Arbeiten schon vor der Messe 1963 zu erledigen.

Die Vorarbeiten begannen bereits anfangs Dezember 1962 und dauerten bis Mai 1963. Se mussten sich zur Hauptsache auf den Raum zwischen dem Rosentalschulhaus und der damals noch bestehenden Holzhalle 9 beschränken. Sie bestanden aus: Rammarbeiten für die Rühlwand beim Rosentalschulhaus; Montage eines Laufkatzkrans von 280 mt; Aushub eines Schlitzes zwischen Rosentalschulhaus und alter Holzhalle; Erstellung der Abschlusswand in Axe 13; Anlage einer von Ost nach West verlaufenden, 8 m breiten Rampe zur Baugrube für die spätere Zufuhr von Materialien und Bauelementen; Injektionen auf der Nord-, West- und Südseite, um die 10 m tiefe Baugrube mit Steilböschungen anlegen und das Risiko von gefährlichen Rollschichten ausschliessen zu können; Einrichten der notwendigen Arbeits- und Magazinbaracken sowie Mannschaftsunterkünfte für ca. 250 Mann, einschliesslich WC- und Waschanlagen. Ein Teil dieser Behelfsbauten musste dabei auf eine Eisenkonstruktion über die Abfahrtsrampe gestellt werden. Die Vorarbeiten und später der ganze Bauvorgang mussten unter Rücksichtnahme auf den regen Tram- und Autoverkehr um das Rosentalareal erfolgen. Für die häufigen Lasttransporte bildete die Einordnung in den Verkehr ein besonderes Erschwernis.

Der Aushub bestand aus meist kiesigem Material und betrug insgesamt rund 100 000 m³. Er begann gleichzeitig mit dem Abbruch der alten Holzhalle 9 und erfolgte von Osten nach Westen. Seine Dauer betrug etwa 3 Monate.

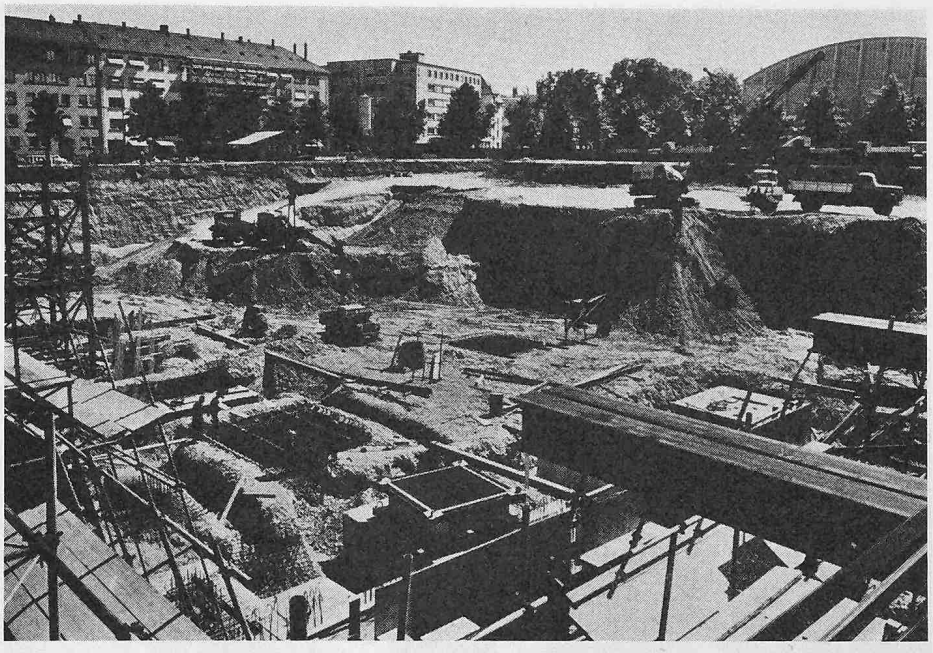
Der Beton für die Ortsbetonarbeiten, sowie für die in der Halle 7 vorfabrizierten Elemente wurde durch die Betonfabrik der Firma Gebrüder Stamm geliefert. Die Zufuhr zur Baustelle erfolgte mit normalen Kipper-Lastwagen. Für den Umschlag des Betons dienten hydraulische Umfüllgeräte an der Nordostrecke und an der Süd- und Westseite der Baugrube. Ueber den Umfang der Ortsbetonarbeiten geben folgende runde Zahlen Aufschluss

Konstruktionsbeton	20 000 m³
Ueberbeton	5 000 m³
Total	25 000 m³
Armierungsstahl	1 600 t

Die Koordination zwischen den Arbeiten für Ortsbeton und der Montage der vorfabrizierten Teile war eine Grundbedingung für das Funktionieren der Organisation. Wie bereits an anderer Stelle beschrieben, mussten die vorfabrizierten Elemente feldweise jeweils fünf Geschosse hoch zusammengebaut werden. Im Gegensatz dazu wurden die Ortsbetonarbeiten auf der ganzen Baulänge gestaffelt ausgeführt. Sowohl die Ortsbetonarbeiten wie auch die etwas später einsetzenden Montagearbeiten begannen auf der Ostseite der Baustelle und wurden gegen Westen vorangetrieben. Bei dieser Organisation hat in einem gewissen Zeitpunkt die Montage der Fertigteile die Staffelung der Ortsbetonarbeiten überholt. Um die beiden Bauweisen voneinander getrennt ausführen zu können, wurden die notwendigen Anschlüsse zwischen vorfabrizierten Elementen und Ortsbetonbauteilen erst nachträglich erstellt. Hierüber wurde im Bericht über die Ingenieurarbeiten berichtet.

Personal- und Maschineneinsatz. Für die Ortsbetonarbeiten, die Vorfabrikation in der Halle 7 und für die Montage

Bild 39. Die Baugrube am ehemaligen Standort der Holzhalle 9 im Juni 1963. Ende August war der 120 000 m³ umfassende Aushub beendet

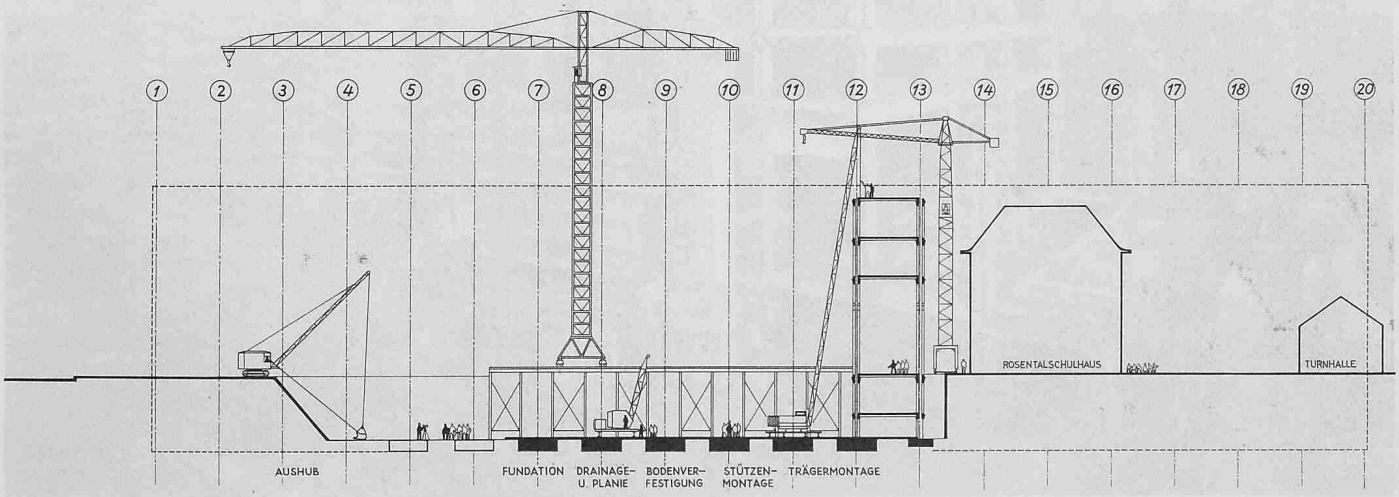


der Fertigteile auf der Baustelle wurden bis zu 250 Mann beschäftigt. Grundsätzlich wurden die Leute für den Rohbau in vier Arbeitsgruppen eingeteilt und je einem Chefpolier unterstellt. Daneben sind für den Innenausbau und die Beihilfearbeiten kleinere Poliergruppen gebildet worden. Der Lohnanteil an der Rohbausumme betrug nur etwa 26 %.

An Maschinen kamen 11 Krane zum Einsatz. Als erstes wurde in der Mittelachse des Neubaus ein Hochkran mit 50 m Ausladung aufgestellt. Dieser Kran von 280 mt half anfangs bei den Ortsbetonarbeiten, später bei der Montage der Deckenelemente. Entsprechend dem Fortschreiten der Bauarbeiten wurde er feldweise von Osten nach Westen verschoben. Zur Ausführung der beiden seitlichen Ortsbetontrakte wurden auf der Südseite drei Krane von 30 mt und auf der Nordseite drei Krane von 45 mt ausserhalb der Kellermauern montiert. Zur Erstellung der westlichen Kellerwand stand ein Turmkran von 30 mt zur Verfügung. Zwei 60-t-Mobilkrane dienten zur Montage der schweren Elemente. Schliesslich wurde auf der Ostseite ein Kran von 75 mt montiert, der das Einbringen des Ueberbetons und des Baumaterials in die Zwischengeschosse besorgte.

Bild 40 (rechts). Elf Krane wurden für das schnelle Errichten des Bauwerkes eingesetzt

Bild 41. Im Bauarbeitenplan der ersten Etappe wird der Beginn der Montage von Ost nach West gezeigt. Masstab 1:1000



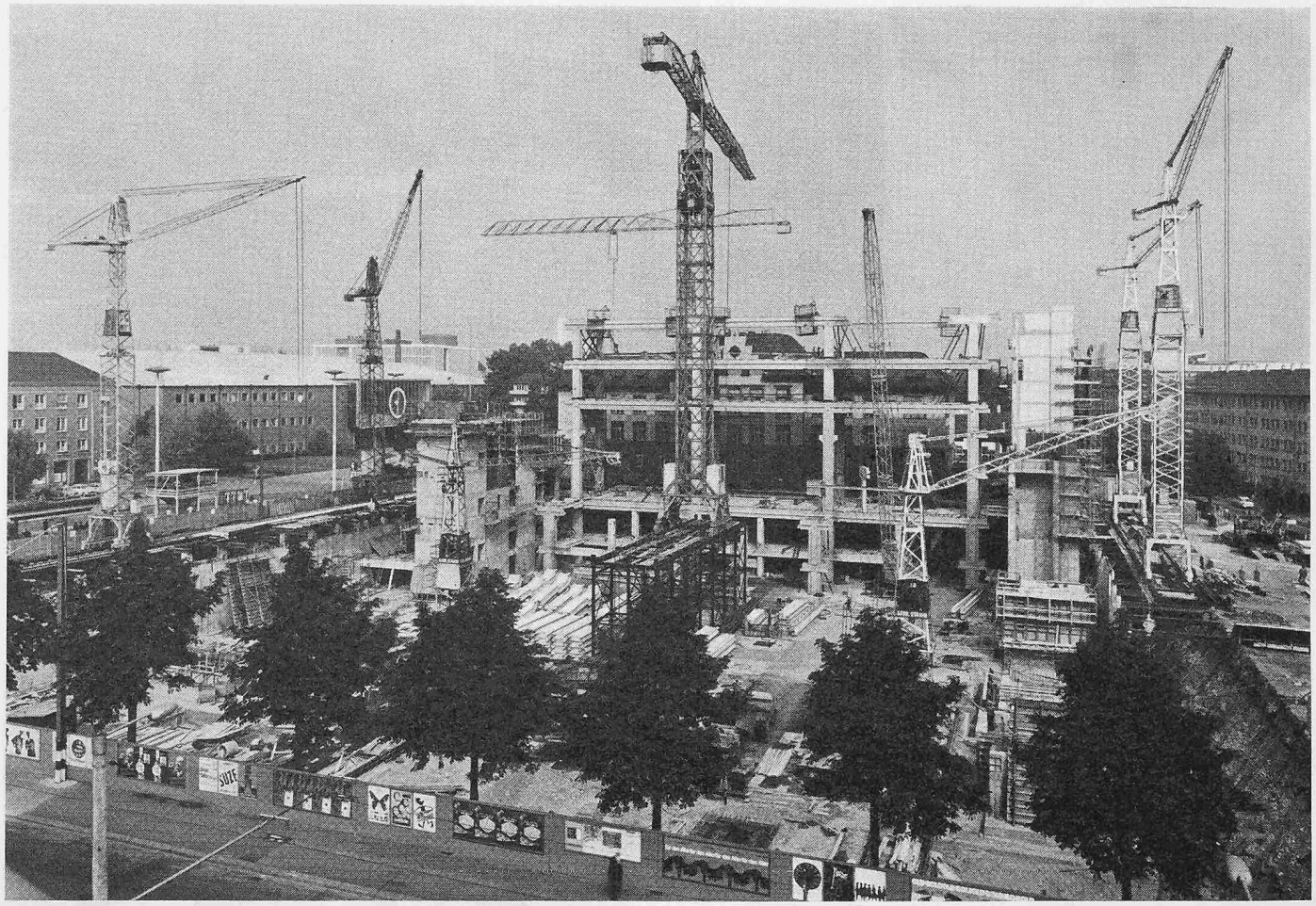
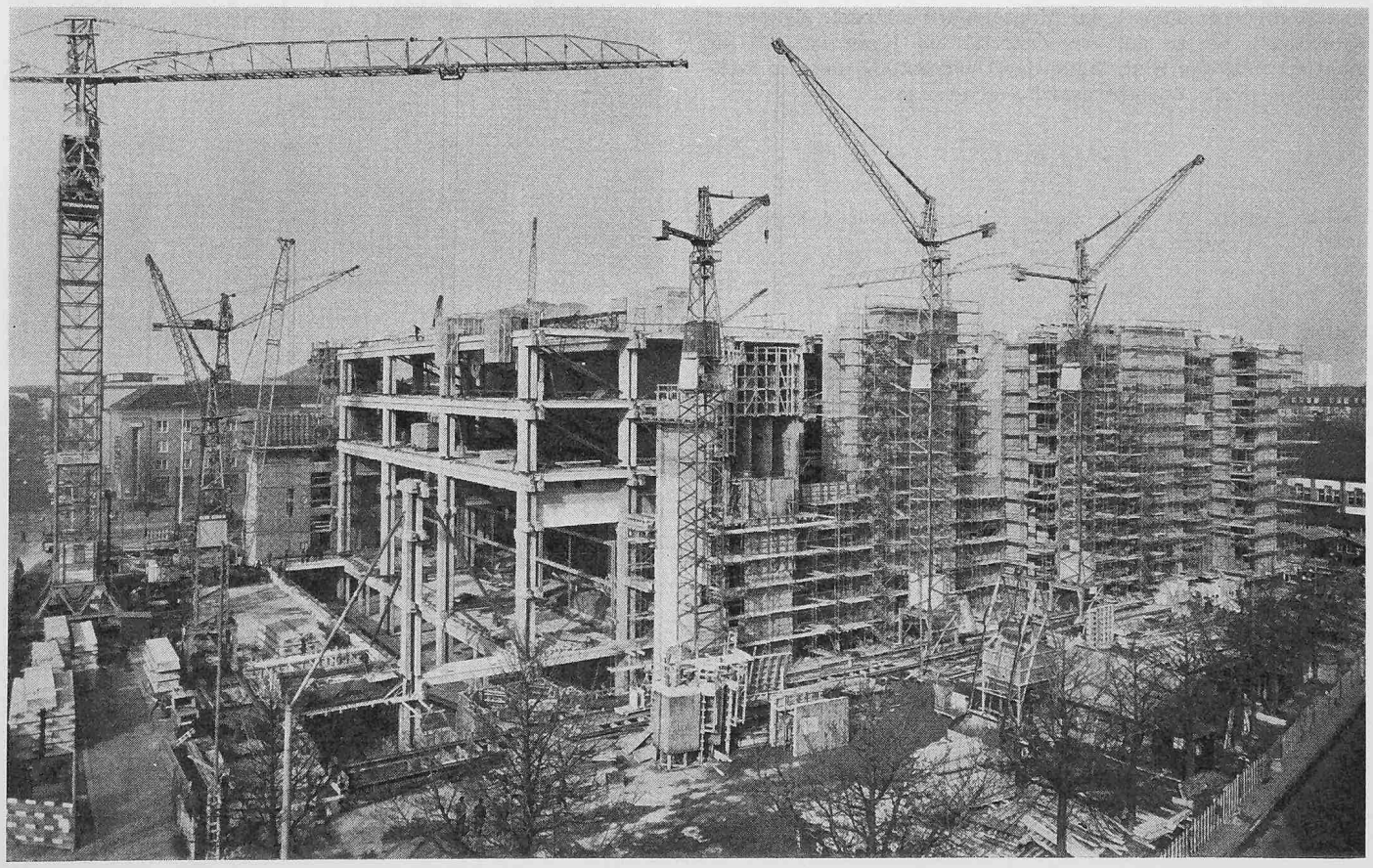


Bild 42. Bauzustand am 13. September 1963. Die Axen 13 und 12 sind fast fertig montiert. Zur Stabilisierung der freistehenden Rahmen sind Windverbände in Stahl angeordnet, die durch Schrauben mit den Elementen verbunden sind. Vollständig unabhängig werden die Treppen- und Lifttürme in Ortbeton hochgeführt

Bild 43. Bauzustand Mitte Februar 1964. Blick von Südwesten auf die Treppen- und Lifttürme in Ortbeton



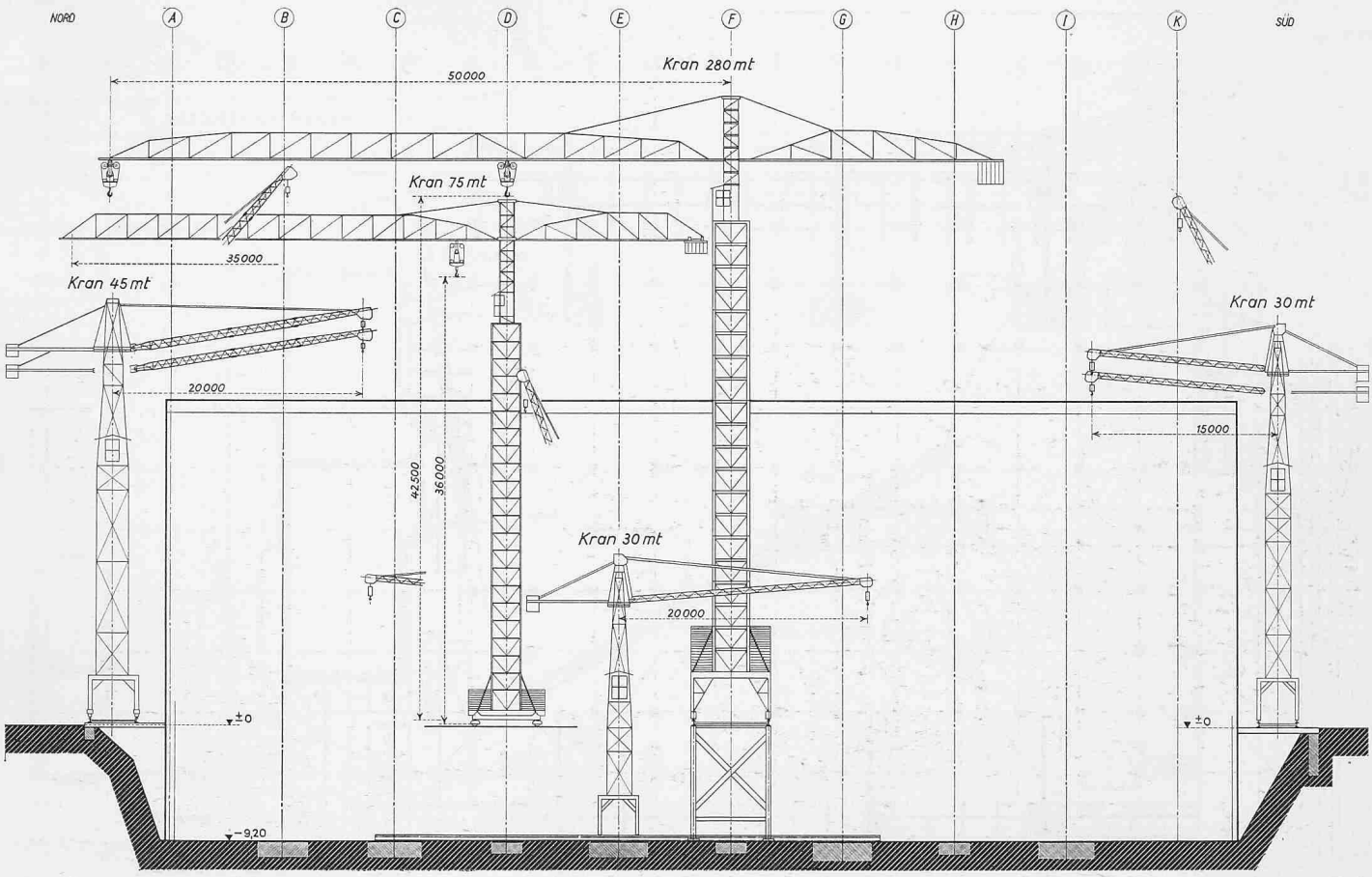


Bild 44. Die Kraninstallation im Querschnitt 1:600

Die Schalungssysteme. Im Bestreben, auch die Ortsbetonarbeiten weitgehend zu rationalisieren und wegen der kurzen Bauzeit möglichst viele Arbeitskräfte gleichzeitig einsetzen zu können, sind alle vertikalen Bauteile, wie Lift- und Treppentürme — mit Ausnahme der fast 300 m langen Kellerumfassungsmauer, welche man mit vier Grosschaltafeln von 10 m Länge und 7 m Höhe schalte — im Steigschalverfahren ausgeführt worden. Die horizontalen Teile (Decken, Podeste, Treppenläufe) wurden hinterher eingebaut. Die Etappenhöhe der Steigschalung wurde mit 2,80 m festgelegt; sie entspricht einer halben Stockwerkhöhe. Das für die Steigschaletappen aufgestellte Programm sah einen Arbeitsrhythmus von 3 bis 5 Tagen vor, in welchen sich auch die Betonieretappen für die horizontalen Bauteile einordnen mussten. So wurden beispielsweise bei den Treppentürmen (Bild 45) zuerst die Seiten- und Zwischenwände (1), darunter die Stirnwände (2), einen Stock tiefer die Podeste (3) und zuletzt die Treppenläufe (4) gleichzeitig geschalt und betoniert. Bild 45 zeigt links den Schalungs- und Betoniervorgang der Seiten- und Zwischenwände des gleichen Treppenturms. Die Schalungen wurden als zusammenziehbare Kasten mit fertig eingebauten Gerüsten konstruiert. Schnitt *a* zeigt die Schalungsanordnung beim Betonieren. Schnitt *b* zeigt die Situation beim Armieren: die beiden Aussenschalungen sind ausgeschalt und auf dem Erdboden deponiert, zwei der innern Schalungskasten sind hochgezogen und auf den beiden andern stehen die Arbeitsgerüste für die Eisenleger. Schnitt *c* stellt die um 2,80 m höher gezogene, zum Betonieren der nächsten Etappe eingerichtete Schalung dar.

U. Stamm

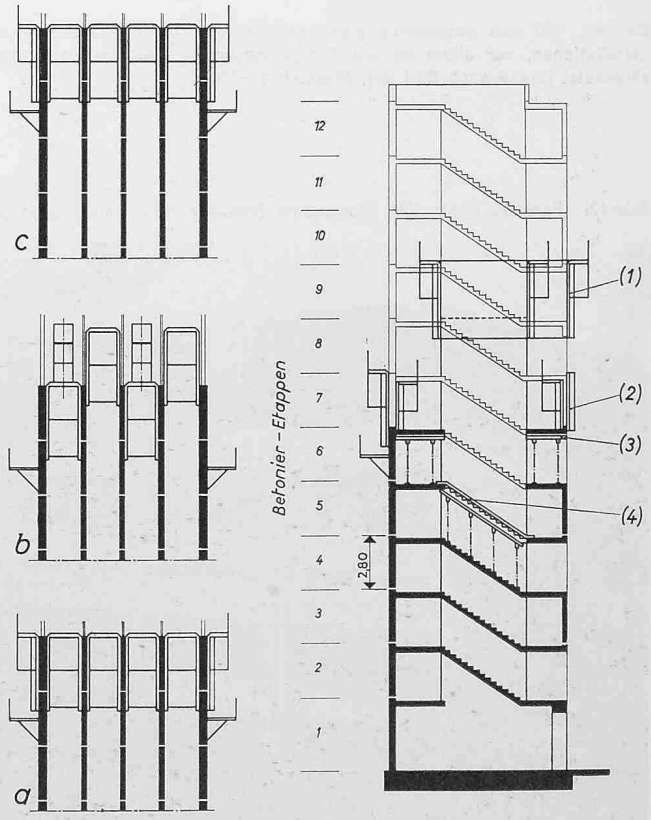


Bild 45. Zur Rationalisierung des Schalungssystems wurden besondere Steigschalungen und Steiggerüste angefertigt. Nähere Erklärung siehe im Text

Bild 46. Elf sich gegenseitig ergänzende Krane waren für die Bauplatzinstallationen, vor allem für die Ortsbetonarbeiten und für die Montage eingesetzt (siehe auch Bild 44). Masstab 1 : 1100

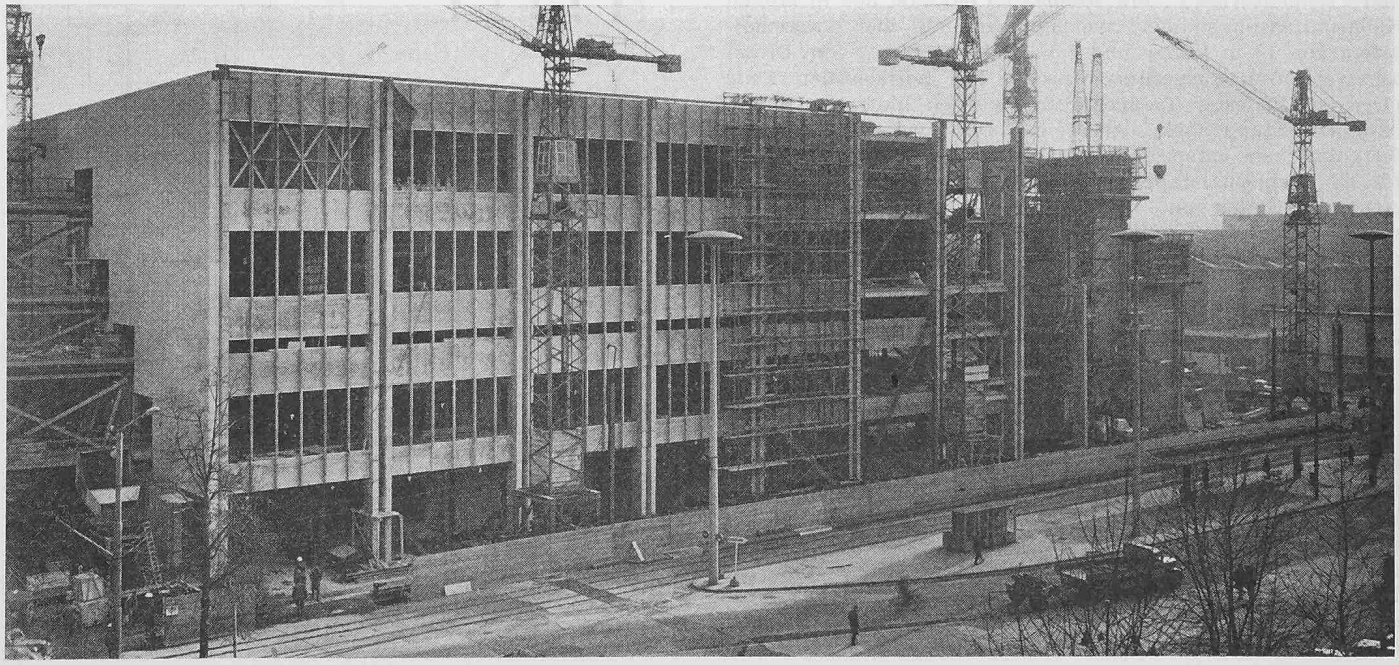
Magazine:

a Basler Baugesellschaft AG
b Preiswerk & Cie AG
c Gebrüder Stamm
d Element AG

Mannschaftsunterkünfte:

e Eisenleger
f Basler Baugesellschaft AG
g Gebrüder Stamm
h Preiswerk & Cie AG
i Vorarbeiter

Bild 47. Fassade gegen den Messeplatz (Februar 1964) mit provisorischer Verbindung zum alten Rosentalgebäude (links)



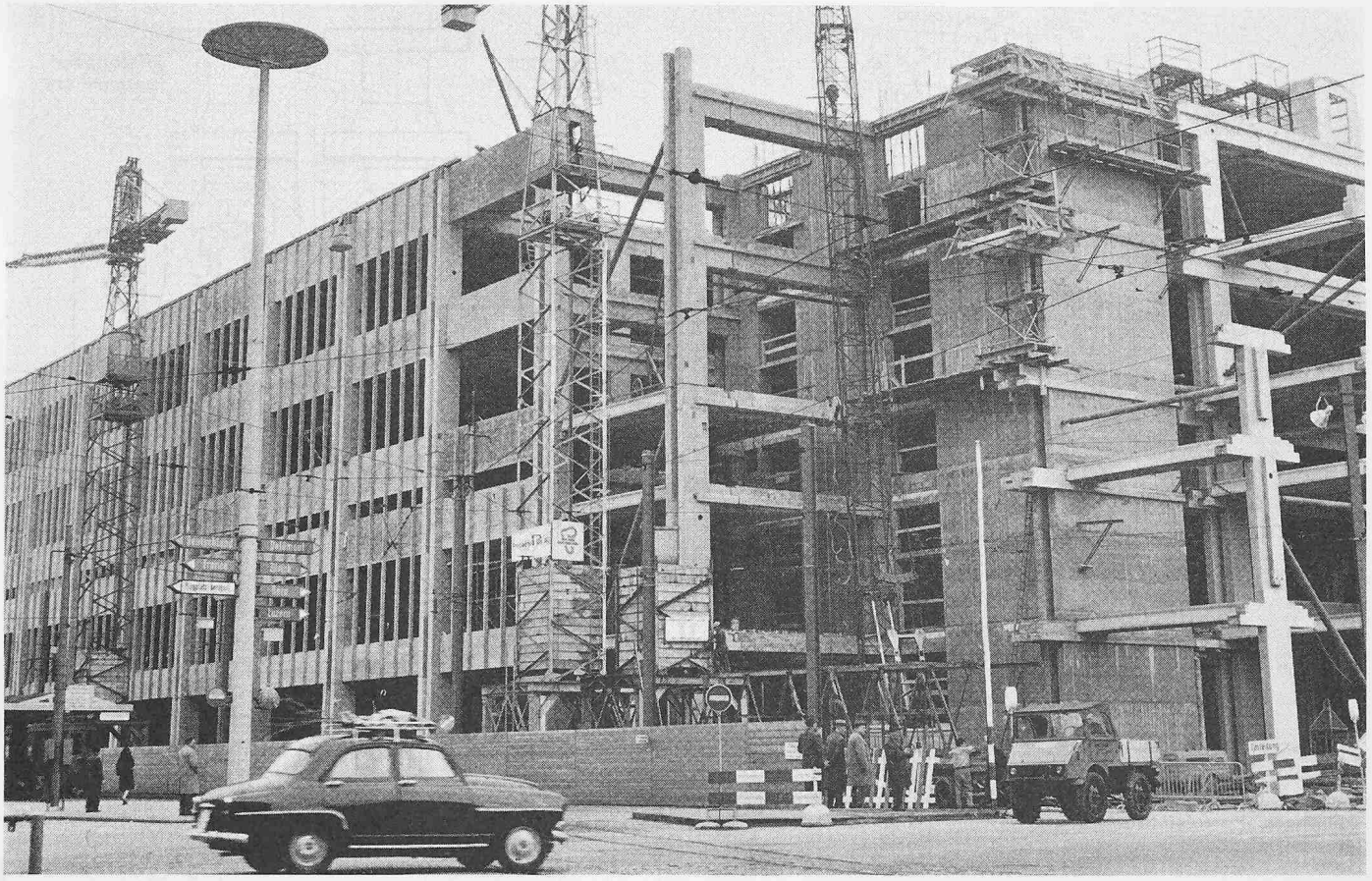


Bild 48. Nordwestansicht mit der heute noch nicht fertiggestellten Westseite des Neubaues Rosental der Schweizer Mustermesse in Basel

Neuere Entwicklungen im Dampfturbinenbau

DK 621.165

Ueberarbeitete Fassung eines Vortrages, gehalten im Zürcher Ingenieur- und Architektenverein am 20. März 1963

von **F. Flatt,** Vizedirektor bei Escher Wyss AG., Zürich

Schluss von Seite 223

6. Mögliche Wirkungsgradverbesserungen bei grossen Leistungen

Bei den grossen amerikanischen Elektrizitätsversorgungsnetzen bestand schon seit längerer Zeit das Bedürfnis nach Einheiten von sehr grossen Leistungen. Mit zunehmendem Verbundbetrieb und Zusammenschluss nationaler Netze ergab sich nun auch in Europa die betriebliche Zulässigkeit und die wirtschaftliche Notwendigkeit einer beträchtlichen Erhöhung der Einheitsleistungen. Für neue Kraftwerke wie auch für Erweiterungen bestehender Anlagen wurden in den letzten Jahren meistens Dampfturbinen von 120 bis 160 MW in Auftrag gegeben, die für Drücke zwischen 127 und 185 at und einfache Zwischenüberhitzung vorgesehen waren. Neuerdings sind immer mehr Turbinen für Leistungen von 250 bis 300 MW, teilweise sogar von 500 bis 600 MW bestellt worden. Durch diese Erhöhungen ergeben sich geringere Erstellungs- und Bedienungskosten der gesamten Kraftwerksanlage.

Für diese grossen Leistungen wird häufig die Frage erörtert, ob eine weitere Steigerung des thermischen Wirkungsgrades möglich und wirtschaftlich vorteilhaft sei. Als Möglichkeiten kommen hauptsächlich eine weitere Erhöhung der Frischdampfdrücke und der Uebergang zu zweifacher Zwischenüberhitzung in Betracht. Es werden Drücke von 250 bis 300 at in Betracht gezogen, die beträchtlich über dem kritischen Druck liegen.

Was durch diese Massnahmen zu erwarten ist, geht aus Bild 19 hervor, das den spezifischen Wärmeverbrauch eines Dampfkraftwerkes von 250 MW und einer Ueberhitzungstemperatur von 535 °C in Abhängigkeit vom Frischdampfdruck zeigt. Die obere Kurve 1 bezieht sich auf elektrischen Antrieb der Speisepumpe. Wie schon früher [6]) dargetan

[6]) a. a. O. S. 478, Bild 21.

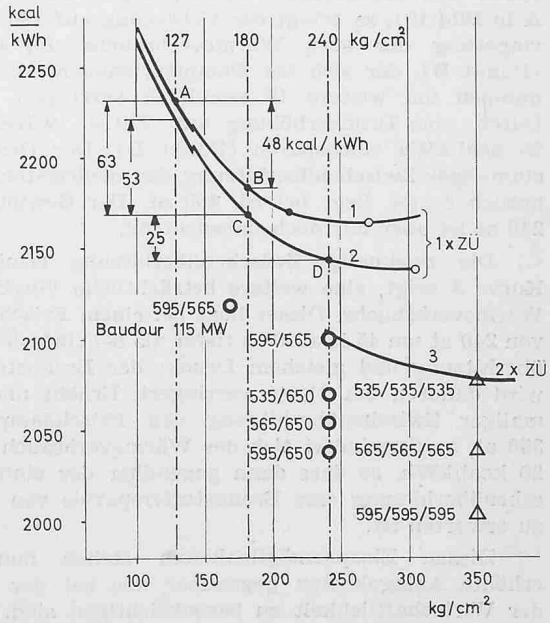


Bild 19. Spezifischer Wärmeverbrauch einer Dampfturbinenanlage von 250 MW, 535 ° C und einmaliger Zwischenüberhitzung auf 535 ° C in Abhängigkeit vom Frischdampfdruck

Kurve 1 bei elektrischem Antrieb der Speisepumpen
Kurve 2 bei Antrieb der Speisepumpen durch ND-Dampfturbine
Kurve 3 bei zweimaliger Zwischenüberhitzung, beide Male auf 535 ° C

Weitere Punkte sind für höhere Ueberhitzungen eingetragen. Kreise beziehen sich auf einmalige Zwischenüberhitzung, Dreiecke auf zweimalige Zwischenüberhitzung