Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 99 (1981)
Heft: 45

Artikel: Parkhaus Saas-Fee
Autor: Ritz, Peter / Schneller, Paul / Grob, Josef
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-74582

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: 09.07.2025

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

Parkhaus Saas-Fee

Von Peter Ritz, Kastanienbaum, Paul Schneller, Brig und Josef Grob, Naters

Saas-Fee hat sich in den letzten 30 Jahren aus bescheidenen Anfängen heraus zu einem zusehends beliebteren Sport- und Ferienzentrum entwickelt. Wenn das Reisejahr 1950/51 noch 72 500 Gästeübernachtungen aufgewiesen hat, so sind es heute beinahe 1 Million. In diese Zeit fällt auch eine entsprechende Verkehrsentwicklung. Im Jahre 1951 wurde die Strasse von Saas-Grund nach Saas-Fee eröffnet, und damit das abgelegene Bergdorf, das bis zu diesem Zeitpunkt nur durch einen Saumpfad über den bekannten Kapellenweg mit dem Haupttal verbunden war, an das Strassennetz angeschlossen. Bereits ein Jahr zuvor hatte die Urversammlung von Saas-Fee den weisen Entschluss gefasst, das Dorf autofrei zu halten.
Die Burgergemeinde von Saas-Fee, Bodeneigentümerin und Bauherrin für Parkbedürfnisse, hat damals den heute teilweise überbauten Raum am Dorfeingang ausgeschieden und im Verlauf der Jahre rund 1600 Parkplätze geschaffen. Im Jahre 1973 wurde die touristische Planung für Saas-Fee ausgeführt und in deren Rahmen eine Prognose erstellt, aus der die Anforderungen an Parkbauten abzuleiten waren. Heute verfügt Saas-Fee zusammen mit dem neuerstellten Parkhaus ziemlich genau über die 1973 ermittelte Anzahl von 2500 Parkplätzen.

Vorbereitung und Planung

Von 1973 bis 1979 durchlief das Parkhausprojekt *verschiedene Planungsphasen,* deren wesentliche Merkmale in den nachstehenden Stichworten zusammengefasst werden können:

- Standort im Parkraum
- Landschaftsbild
- Dimensionierung
- Finanzierung

Im Jahre 1979 wurde aus verschiedenen Varianten heraus ein *Vorprojekt* genehmigt, das die Erstellung von rund 950 gedeckten Parkplätzen in Hanglage als Teil der Gesamtplanung vorsah. Das Vorprojekt wurde durch eine Arbeitsgruppe mit nachstehender Gliederung und Aufgabenteilung ausgearbeitet:

- Gesamtplanung und Bauingenieurarbeiten: Schneller Schmidhalter Ritz, dipl. Ing. ETH/SIA, Ingenieurbüro, 3900 Brig
- Ausrüstung Elektroanlagen, Ventilation, Sicherheits- und Kontrollanlagen: Elektrowatt AG, Ingenieurunternehmung, 6000 Luzern
- Rentabilitätsberechnung, Kreditbeschaffung: Furger Aufdereggen Schneller, Planer und Ingenieur, 3930 Visp.

Diese Arbeitsgruppe wurde in der Folge auch mit der Detailprojektierung, Bauleitung und Kreditüberwachung beauftragt.

Projektphase

Bei Bauten in der Höhenlage von 1800 m ü.M. lassen sich, bedingt durch lange Winterpausen und unberechenbare Witterungseinflüsse in den Randzeiten, Projekt- und Ausführungsphase nie völlig trennen. Nach der Bereinigung des Grundkonzeptes muss jeweils bereits in Teilen die Ausführungsphase einsetzen. Grundkonzept und Tragkonstruktion sind dabei um so zweckmässiger, je besser sie den saisonal bedingten Dringlichkeitsanforderungen von Auftraggeberseite zu entsprechen vermögen.

Im konkreten Fall wurden vorerst die Hauptabmessungen und die Funktionsweise festgelegt. Das Parkhaus wurde frei, ohne Seitenwände, in die Baugrube hineinprojektiert, so dass ein *Mittelding zwischen offenem und geschlossenem Gebäude* entstand (Bild 1). Vor allem kam hier der in Planung und Projektierung stark betonte *Schutz des Landschaftsbildes* zum Tragen, indem von den insgesamt 73 000 m³ umbauten Raumes volle 60 Prozent im Terrain verschwinden und von der Strassenzufahrt her nur das Dachgeschoss sichtbar ist. Erkauft wurde dies durch einen Aushub von 31 000 m³ Sprengfels und 15 000 m³ Lockermaterial. Wegen der

Bild 1. Fertiges Bauwerk

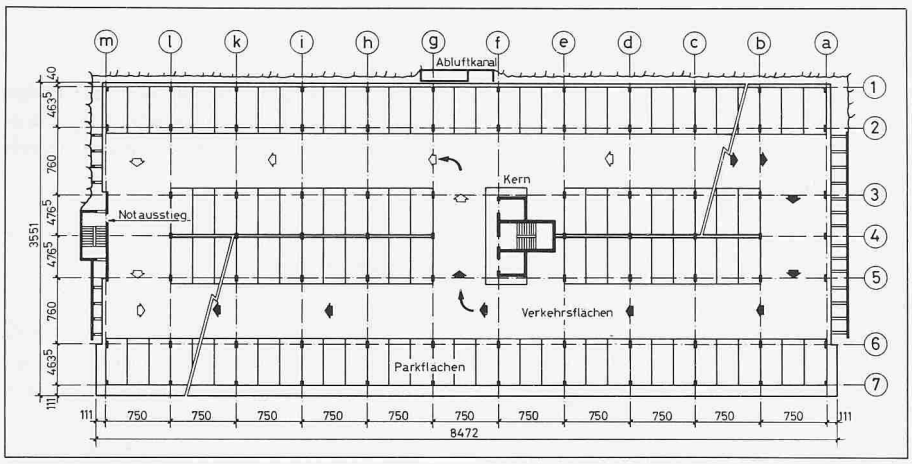


Bild 2. Grundriss. Normalgeschoss mit Parkflächen

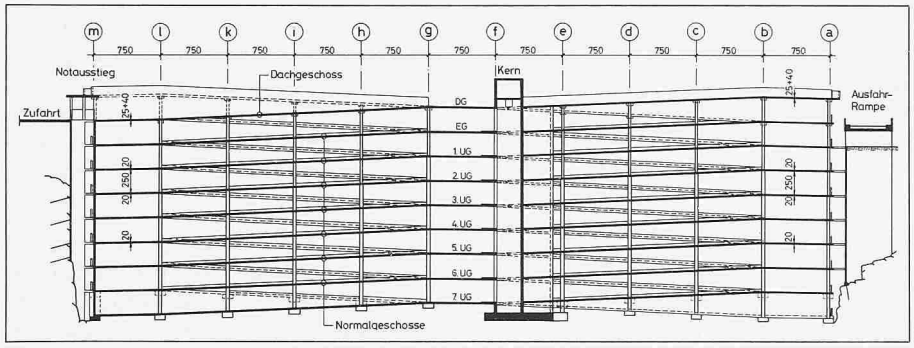


Bild 3. Längsschnitt durch Parkhaus

speziellen Lage mussten die Sprengpläne und Sprengzeiten auf die Anforderungen des Ferienortes abgestimmt werden.

Für das *achtgeschossige Parkhaus* wurde ein System mit schwach geneigten Parkrampen gewählt, die zwei gegenläufige Spiralen bilden und einen vollständig richtungsgetrennten Verkehr über alle Geschosse erlauben. Dieses bei Parkhäusern bekannte System wurde übrigens für andere Bauten auch schon früher angewendet. So baute von 1527 bis 1537 *Antonio di Sangallo il Giovane* im Auftrag von Papst *Klemenz VII* den *St. Patriziusbrunnen* in *Orvieto,* in dem zwei gegenläufige, konzentrische Spiraltreppen über 248 Stufen in eine Tiefe von 58 Metern führen, und zwar so, dass die Emporsteigenden den Hinuntersteigenden den Weg nicht versperren.

Die *Parkrampen* sind unter 4,5 Prozent längs geneigt und nicht beheizt. Die geringe Neigung erlaubt auch bei gelegentlichen lokalen Vereisungen eine problemlose Benutzung. Lediglich die im Freien stehende Ausfahrrampe ist auf 15 m Länge mit einer Belagsheizung versehen. Im Parkhaus sind nur das Treppenhaus, das im Brandfall als Fluchtweg dient sowie die technischen Räume temperiert.

Die Ventilationsanlage versorgt das Gebäude von der Talseite her mit Frischluft. Die Inbetriebsetzung erfolgt automatisch durch CO-Detektoren. Dabei sind je zwei Parkrampen zu separat ansteuerbaren Betriebseinheiten zusammengefasst. Die Beleuchtung wird durch Dämmerungsschalter eingeschaltet, wobei bergseitige und talseitige Rampenhälften getrennte Betriebseinheiten bilden. Zur Kontrolle der Ein- und Ausfahrten sind lochkartengesteuerte Schranken eingebaut.

Für die Tragkonstruktion wurden zwei verschiedene Systeme untersucht und zur Ausschreibung gebracht. Die eine Variante bestand in einer vorfabrizierten Lösung mit einem Überbeton auf den Deckenelementen. Die andere Variante war eine *Ortsbetonkonstruktion mit vorgespannten Flachdecken.* Die letzte erwies sich neben den Vorteilen einer monolithischen Bauweise auch preislich günstiger als die Vorfabrikation, offensichtlich bedingt durch die langen Transportwege. Sie wurde aus diesen Gründen auch ausgeführt.

Die definitiven Kosten werden zwischen Fr. 9000.- und Fr. 10 000.- je Parkplatz betragen, davon entfallen ungefähr die Hälfte auf die Tragkonstruktion.

Tragkonstruktion

Entwurf

Das Tragwerk ist ein *offener Skelettbau,* der im Bauzustand frei in die Baugrube hineingestellt wurde (Bilder 2 und 3). Praktisch im Zentrum befindet sich der Gebäudekern mit dem Treppenhaus und den Aufzugsschächten. Zusammen mit den Stützen gewährleistet dieser Kern die horizontale Stabilität des Bauwerkes und übernimmt die Beanspruchung aus Erdbebeneinwirkungen gemäss Norm SIA 160.

Da die Felsoberfläche gegen die Talseite hin abtaucht und mit einer relativ mächtigen Lockergesteinsschicht überdeckt ist, mussten die Anschnitte im Lockermaterial an den Stirnseiten des Bauwerkes durch hohe Stützmauern abgesichert werden (Bild 3). Anstelle von aufwendigen selbsttragenden Mauern wurden nur 30-cm-starke Abschlusswände hochgezogen und mit horizontalen Riegeln gegen die Stirnseiten der Decken abgestützt. Auf diese Weise wirken Decken und Stützriegel des Parkhauses in Gebäude-Längsrichtung als permanente Baugrubenspriessung.

Das Parkhaus ist 83,3 m lang, 35,5 m breit und 15,5 m hoch. In Längsrichtung wurde ein konstanter *Stützenabstand* von 7,50 m gewählt, in Querrichtung ist der Stützenabstand 4,50 m / 7,60 m / 2×4,765 m / 7,60 m / 4,50 m. Die Decken sind mit Ausnahme der stirnseitigen Randfelder und der Mittelfelder unter 4,5% geneigt und dienen gleichzeitig als Auf- und Abfahrrampen. Durch diese Ausbildung ergibt sich in der Längsachse jeder Decke eine Trennfuge über 2×4 Felder (Bild 2).

Die *Deckenstärke* beträgt in den sieben Normalgeschossen 200 mm, was einem Verhältnis Spannweite zu Deckenstärke von 38 entspricht. Bei der Dachdecke war wegen der hohen Belastung sowohl die Anordnung von Stützenpilzen als auch eine Erhöhung der Deckenstärke notwendig, die zur Verbesserung des Wasserabflusses variabel ausgebildet wurde. Die Deckenstärke beträgt in der Längsachse 400 mm und nimmt bis zu den Längsrändern des Parkhauses auf 250 mm ab.

Sämtliche *Stützen* weisen einen rechteckigen Querschnitt auf und sind biegesteif mit den Decken verbunden. Die Abmessungen der am stärksten beanspruchten Innenstützen variieren von 0,35 m × 1,00 m im untersten bis 0,25 m × 0,45 m im Dachgeschoss. Wegen der grösseren Deckenverschiebungen in Gebäudelängsrichtung und abgestimmt auf die Anordnung der Parkplätze sind die Breitseiten der Stützen den Stirnseiten des Parkhauses zugewandt.

Auf *Trennfugen* konnte in allen Dekken verzichtet werden. Das Bewegungszentrum für horizontale Verschiebungen liegt im Bereich des Gebäudekerns.

Demnach bewegen sich Decken und Stützen infolge Schwinden und Kriechen des Betons sowie Temperaturein-

wirkungen symmetrisch zum Kern. Im untersten Geschoss stehen sämtliche Stützen, auch die im Niveausprung der Längsachse, frei und unbehindert über die gesamte Stockwerkhöhe von 2,50 m. Ausserdem sind zur Aufnahme der Gebäudebewegungen bei den Übergängen zwischen Boden- und Deckenplatten Hochbaulager eingebaut. Die horizontalen Verschiebungen können dadurch vom Tragwerk verkraftet werden.

Baustoffe

Weil bei den Zuschlagstoffen der Region die Feinstanteile weitgehend fehlen, wurde der *Beton* für die Stützen und Decken mit hochwertigem Portlandzement (HPC) hergestellt. Damit erreichte man neben der geforderten Würfeldruckfestigkeit von 37,5 N/mm² auch ein rasches Erhärten des Betons. Zur Verbesserung der Konsistenz und des Wasserzementfaktors wurde dem Beton ein plastifizierendes Betonzusatzmittel beigemischt.

Was die *Verformungseigenschaften des Betons* betrifft, wurden die beim Bau der Ganterbrücke ermittelten Kennwerte übernommen und den Verhältnissen in Saas-Fee angepasst:

Elastizitätsmodul: E_c = 24 kN/mm²
Endkriechmass: Φ_n = 2,0 bei Belastung nach 28 Tagen
Endschwindmass: ε_{sn} = – 0,40‰ für 200 mm mittlere Betonstärke

Für die einzelnen Bauteile des Parkhauses Saas-Fee verwendete man folgende Baustoffe:

Beton

- für Fundamente, Bodenplatten, Wände und Stützmauern: hochwertiger Beton BH PC 300, $\beta_{w28} \geqq 30$ N/mm²
- für Stützen und Decken: Spezialbeton BS HPC 300, $\beta_{w28} \geqq 37{,}5$ N/mm²

Bewehrungsstahl

Für alle Bauteile: hochwertiger Stahl III und IV gemäss Norm SIA 162 [1]

Spannstahl

Deckenvorspannung: kunststoffummantelte, gefettete Monolitzen ohne Verbund, System VSL. Monolitzen 0,6″ / 146 mm² (1600 / 1800 N/mm²)

Belastungsannahmen

Die sieben *Normalgeschossdecken* sind auf eine Nutzlast von 2 kN/m² bemessen. Bei einem Eigengewicht der Dekken von 5 kN/m² ergibt sich ein Verhältnis Eigengewicht zu Gesamtlast von 71 Prozent.

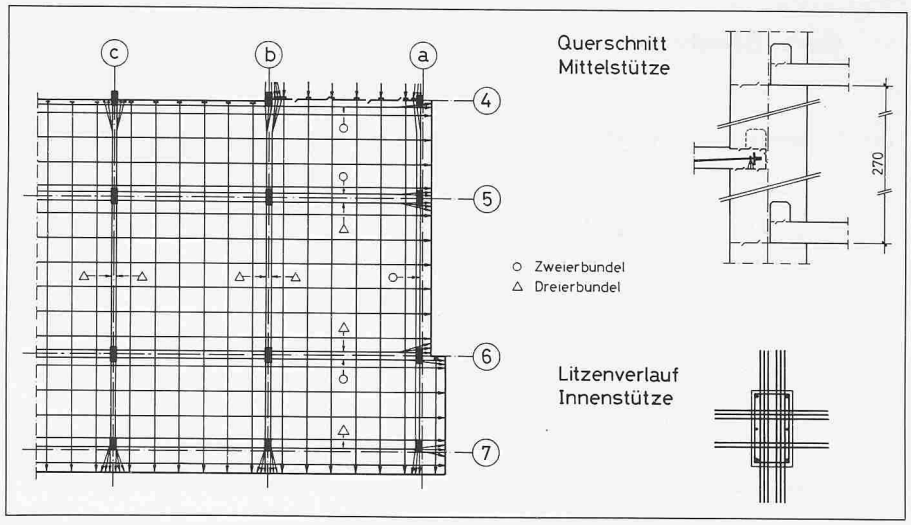


Bild 4. Spanngliedanordnung Normalgeschoss

Die rechnerische Belastung der *Dachdecke* setzt sich aus dem Eigengewicht, das im Mittel 8 kN/m² beträgt, sowie aus den Lasten infolge Dachbepflanzung und Schnee zusammen. Für die in den Stützenbereichen des Daches vorgesehenen Pflanztröge wurde eine äquivalente, verteilte Belastung von 4 kN/m² angenommen, die maximale Schneelast von 11 kN/m² entspricht der Norm SIA 160. Neben dieser *grossen Schneelast* muss die relativ kleine Belastung, die aus parkierten Autos resultiert, nicht berücksichtigt werden. Der Parkhausbesitzer hat nach ausserordentlichen Schneefällen lediglich darauf zu achten, dass bei der Schneeräumung keine Schneeanhäufungen entstehen, welche die angenommenen Lasten übersteigen. Das Verhältnis Eigengewicht zu Gesamtlast ist hier klein, es erreicht nur einen Wert von knapp 35 Prozent.

Bemessung der Stützen

Infolge Schwinden und Kriechen der Decken sowie Temperatureinwirkungen verschiebt sich die am weitesten vom Bewegungszentrum entfernte Stützenreihe im Endzustand bis zu 40 mm gegen den Gebäudekern. Diese *Verschiebungen* nehmen wegen der Rückstellkräfte der Stützen von oben nach unten etwas ab. Während sie im Dachgeschoss den vollen Wert erreichen, sind es für die unterste Decke noch etwa 35 mm. Die daraus entstehenden Zwangsbeanspruchungen sind nur im untersten Stockwerk von Bedeutung.

Für die Stützen im untersten Geschoss wurde die *Bewehrung* so ausgelegt, dass die lastbedingten Normalkräfte mit 1,8facher und die Zwängungsmomente mit 1,3facher rechnerischer Bruchsicherheit durch die Querschnitte aufgenommen werden können. Dies ergab im untersten Geschoss einen mittleren Bewehrungsgehalt von 1,0%, in den übrigen Geschossen wurde die nach Norm SIA 162 verlangte Minimalbewehrung von 0,6% eingelegt.

Bemessung der Decken

Grundlagen

Die Angaben über die Bemessung beschränken sich auf die neue Konstruktionsart der Decken mit *Vorspannung ohne Verbund*. Für diese Konstruktionsart existieren heute erst wenige Vorschriften und Empfehlungen (USA, England, FIP-Empfehlungen). In verschiedenen Ländern sind entsprechende Bestimmungen in Arbeit (Deutschland, Schweiz, Holland).

Die Decken des Parkhauses Saas-Fee wurden im wesentlichen auf der Grundlage des Revisionsvorschlages 1979 zur Norm SIA 162 [2] und in Anlehnung an den Ausnahmeartikel 3.02, Absatz 9 der Norm SIA 162 [1] bemessen. Der Revisionsvorschlag stützt sich zur Hauptsache auf Ergebnisse des Forschungsprojektes «Vorgespannte Platten», das seit 1973 am *Institut für Baustatik und Konstruktion* an der *ETH Zürich* läuft [3, 4, 5, 6, 7]. Wesentliche Teile, die vor allem die Vorspannung ohne Verbund betreffen, sind in [8] beschrieben. Im Revisionsvorschlag wird eine Bemessung auf die Grenzzustände «Bruch» und «Gebrauchsfähigkeit» verlangt.

Vorspannbewehrung

Die Decken sind mit kunststoffummantelten, gefetteten Monolitzen ohne Verbund vorgespannt. Der Nenndurchmesser der verwendeten Monolitzen beträgt 15 mm (0,6″), der Stahlquerschnitt 146 mm² und die Bruchkraft je Litze ist 257,8 kN.

Die *Anordnung der Spannglieder* ist für einen Ausschnitt aus dem Normalge-

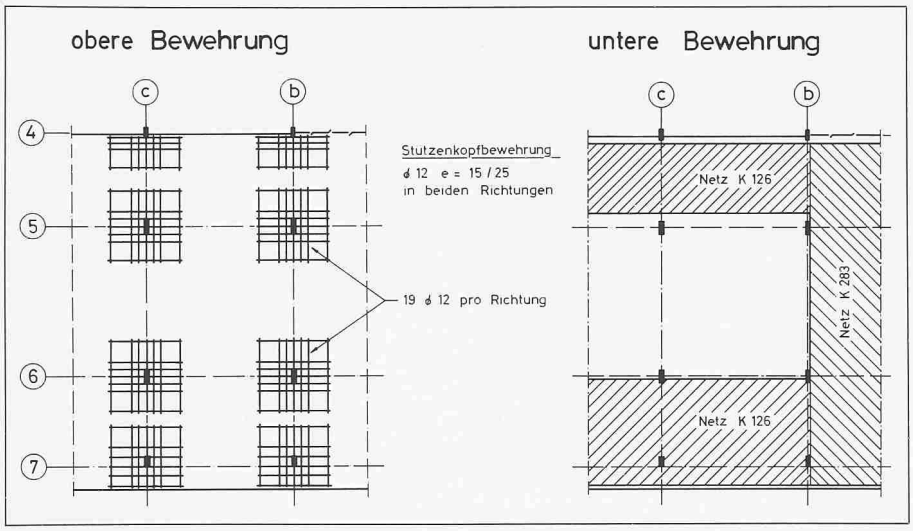


Bild 5. Schlaffe Bewehrung. Normalgeschoss

schoss im Bild 4 dargestellt. Bild 6 zeigt einen Gesamtüberblick einer bewehrten Normalgeschossrampe. Im Quer- und Längssinn liegen 50% der Spannglieder in den Stützstreifen und 50% sind im Feld gleichmässig verteilt. Die Spannglieder über den Stützen sind zum Teil in Zweier- und Dreiergruppen gebündelt. Mit dieser Aufteilung der Litzen auf die Stützstreifen und Feldbereiche kann der den Umlenkkräften aus Vorspannung entsprechende Lastanteil allein über Membranwirkung abgetragen werden.

Als Schutz gegen progressiven Bruch bei einem Katastrophenfall sind die Spannglieder in Längsrichtung durch eine nichtspannbare *Zwischenverankerung* in Abschnitte von 46,3 und 37,0 m unterteilt. Die Litzen in Querrichtung weisen in den horizontalen Bereichen ebenfalls Zwischenverankerungen auf. Diese liegen in Arbeitsfugen und dienten beim Bau als Spannverankerungen für jeweils eine Deckenhälfte.

Die von der Vorspannung erzeugte, praktisch gleichmässig verteilte *Umlenkkraft* beträgt in den Normalgeschossdecken nach Abzug der Verluste 3,7 kN/m² oder 74% des Eigengewichtes und in der Dachgeschossdecke durchschnittlich 11,6 kN/m² oder 145% des Eigengewichtes. Dies entspricht im Längs- und Quersinn einer mittleren zentrischen Vorspannung von 1,3 N/mm² oder einem Spannarmierungsgehalt von 0,16%. Der gesamte Spannstahlgehalt beträgt in den Normalgeschossdecken 3,7 kg/m² und in der Dachdecke 6,0 kg/m².

Schlaffe Bewehrung

In den Normalgeschossdecken (Bilder 5 und 6) ist eine untere Bewehrung nur in den Randfeldern eingelegt. Die stirnseitigen Randfelder weisen einen Gehalt an schlaffer Bewehrung von 0,16% und die längsseitigen Randfelder von 0,07% auf. In den Innenfeldern war keine untere Bewehrung erforderlich. Über den Stützen ist im Bereich von $l/2$ ein mittlerer Bewehrungsgehalt von 0,36% vorhanden, wobei diese Bewehrung im Druchstanzkegel konzentriert ist.

In der Dachgeschossdecke beträgt der Gehalt an schlaffer unterer Bewehrung bei den stirnseitigen Randfeldern 0,35% und in den übrigen Bereichen 0,11%. Im Stützenbereich ist eine schlaffe obere Bewehrung entsprechend einem Gehalt von 0,41% vorhanden.

Der gesamte Aufwand an schlaffer Bewehrung beträgt bei den Normalgeschossdecken 6,4 kg/m² und bei der Dachdecke 12 kg/m² (inkl. 1 kg/m² Montagebewehrung für die Spannglieder).

Bruchnachweis Biegung

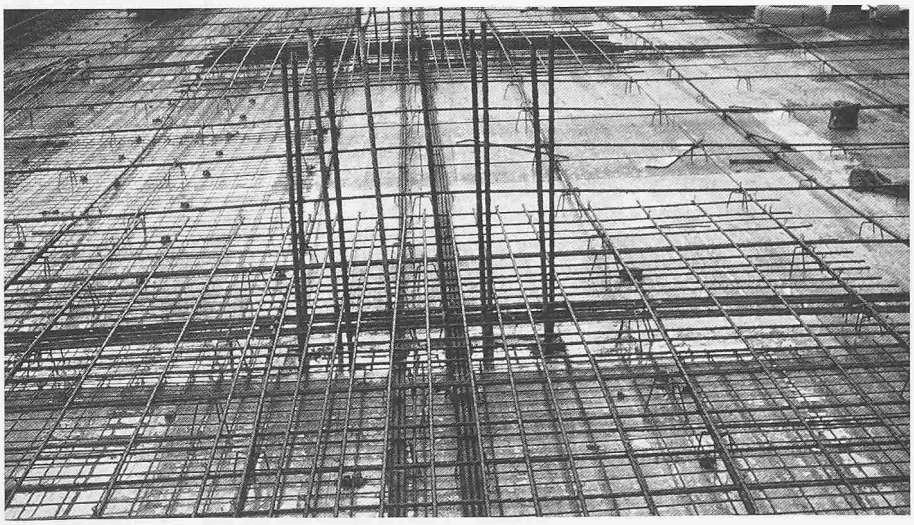
Der Nachweis der Bruchsicherheit wurde mit Hilfe der *Mechanismusmethode der Plastizitätstheorie* durchgeführt. Bei dieser Methode, die eine obere Schranke der Traglast liefert, ist der Mechanismus zu suchen, der die niedrigste Last liefert. Eine Auswahl der untersuchten Mechanismen mit den entsprechenden Bruchsicherheiten ist in Bild 7 dargestellt.

Die kleinste Bruchsicherheit von s = 1,82 liefert der vereinfachte *Linienmechanismus* ①, bei dem die negativen Bruchlinien näherungsweise in den Stützenachsen angenommen werden, obwohl dies kinematisch nicht verträglich ist. Im Bereich der Stützen wird ein Teil der inneren Arbeit vernachlässigt, was dazu führt, dass die so berechnete Last sehr nahe oder sogar unter der Traglast liegt. Damit wird das für durchgehende untere und obere Bewehrungen in [8] und [9] enthaltene Ergebnis bestätigt, dass bei einer Stützenabmessung von $\xi \geqq 0{,}06$ mit den einfachen Linienmechanismen ① und ② die Bruchlast mit sehr guter Genauigkeit bestimmt werden kann. Auf die Untersuchung komplizierterer Mechanismen darf daher bei regelmässigem Stützenraster im allgemeinen auch im Fall ungleichmässiger Bewehrungsanordnung verzichtet werden.

Die Vorspannung wurde konsequent nur auf der Widerstandseite in Rechnung gestellt. Es wurden daher keine Schnittkräfte aus Vorspannung und demzufolge auch keine Zwängungen berechnet.

Zur Berechnung des Bruchwiderstandes der einzelnen Querschnitte wurde angenommen, dass die schlaffe Bewehrung fliesst. Der *Spannungszuwachs im Spannstahl ohne Verbund* wurde für einen nominellen Bruchzustand abgeschätzt und zusammen mit der effektiv vorhandenen Spannung (nach Abzug sämtlicher Verluste) in Rechnung gestellt. Der nominelle Bruchzustand wurde beim massgebenden Mechanismus mit einer Durchbiegung a_u von 1/40 der zugehörigen Spannweite angesetzt. Dies ergab für die Mittelfelder der Normalgeschossdecken einen Span-

Bild 6. Bewehrung. Normalgeschoss



nungszuwachs im Spannstahl von $\Delta\sigma_P$ = 95 N/mm² im Längssinn und von $\Delta\sigma_P$ = 215 N/mm² im Quersinn. Diese Werte zeigen, dass man bei Flachdekken, bei denen die Spannglieder über mehr als drei Felder ohne Zwischenverankerungen geführt werden, mit einem geringen Verlust an Wirtschaftlichkeit auf die Berechnung des Spannungszuwachses im Spannstahl ohne Verbund verzichten kann. In die Bruchberechnung ist dann nur die effektiv vorhandene Spannung (nach Abzug der Verluste) in die Rechnung einzuführen.

Bruchnachweis Durchstanzen

Die Sicherheit gegen Durchstanzen wurde ebenfalls entsprechend dem Revisionsvorschlag [2, 8], nachgewiesen. Demzufolge ist im Bruchzustand für die Innenstützen folgender Nachweis zu führen:

$$\frac{1}{1{,}3} \cdot (R_d + V_p) \geqq 1{,}4 \cdot V_{g+q}$$

oder

$$R_d + V_p \geqq 1{,}8 \cdot V_{g+q}$$

Dabei bezeichnen R_d den *rechnerischen Bruchwiderstand*, V_{g+q} die auf die Stütze abgegebene Kraft aus Eigengewicht und Nutzlast und V_p die von den Spanngliedern im Bereich des kritischen Schubumfanges nach unten wirksame *Umlenkkraft* (Bild 8). Die Vorspannkraft wurde nach Abzug sämtlicher Verluste und ohne Spannungszuwachs in Rechnung gestellt.

Die Deckenanschlüsse an die Rand- und Eckstützen wurden mit Überlegungen der Balkentheorie entsprechend der Richtlinie 34 der Norm SIA 162 bemessen.

Bei der Spanngliedanordnung wurde darauf geachtet, dass 50% der Spannglieder innerhalb der vertikalen Stützenbewehrung zu liegen kommen und dass diese Spannglieder einen minimalen Biegeradius aufweisen, um einen möglichst grossen Abzug V_p zu erhalten. Bei den Innenstützen der Normalgeschossdecken betrug das Verhältnis V_p / V_{g+q} etwa 55% und bei der Dachdecke, die wegen des Durchstanzens mit Stützpilzen verstärkt werden musste, etwa 46%. Entsprechend der verwendeten Betonqualität wurde eine rechnerische Schubspannung von τ_{ud} = 1,15 N/mm² angesetzt. Mit dem kritischen Schubumfang u_c und der statischen Höhe d_s, die auf die obere schlaffe Bewehrung bezogen ist, ergibt sich der Bruchwiderstand zu:

$$R_d = u_c \cdot d_s \cdot 1{,}5 \cdot \tau_{ud}$$

Gebrauchszustand

Theoretische [5] und experimentelle [3] Untersuchungen haben gezeigt, dass

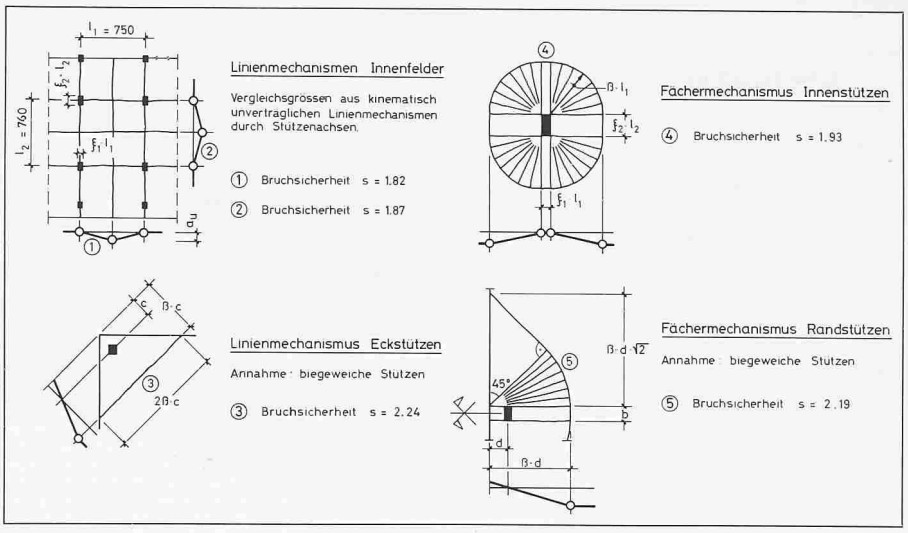


Bild 7. Auswahl untersuchter Mechanismen

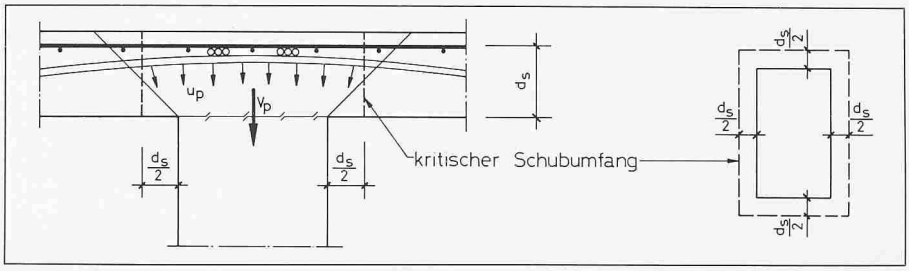


Bild 8. Direkt auf Stütze wirksame Umlenkkraft

Normalkräfte aus Vorspannung oder Membrandruckwirkung das *Risseverhalten* auf ähnliche Weise wie eine schlaffe Bewehrung beeinflussen. Bild 9 zeigt die theoretische Abhängigkeit des minimalen Gehaltes ρ_s an schlaffer Bewehrung, die für eine Risseverteilung notwendig ist, vom Gehalt ρ_p an Vorspannstahl. Dies gilt für den Fall, dass ausser den Druckkräften aus Vorspannung keine weiteren Membrankräfte in Rechnung gestellt werden. Im Revisionsvorschlag 1979 zur Norm SIA 162 [2] wird eine erforderliche schlaffe Mindestbewehrung nur für Randfelder festgelegt. Bei den Innenfeldern wird angenommen, dass die Risseverteilung durch die Vorspannung und die sich schon bei kleinen Durchbiegungen aufbauenden Membrandruckkräfte gewährleistet sei.

Dies ergab für die Randfelder der Normalgeschossdecken eine erforderliche schlaffe Mindestbewehrung von 0,07%. In den Innenfeldern wurde auf eine schlaffe Bewehrung verzichtet. In der Dackdecke überstieg die aufgrund der Bruchberechnung erforderliche schlaffe Bewehrung die für die Rissesicherung nötige Mindestbewehrung erheblich.

Die *Durchbiegungen* wurden aus der Differenzlast von Eigengewicht plus Nutzlast minus Umlenkkraft infolge Vorspannung am homogenen System abgeschätzt. Dabei berücksichtigte man den Einfluss des Kriechens durch Reduktion des Elastizitätsmoduls des Betons auf $E'_c = E_c/3$. Die so berechnete Durchbiegung betrug für die Mittelfelder der Normalgeschossdecken 12 mm oder 1/630 der Spannweite.

Bauausführung

Bedingt durch seine Höhenlage von 1800 m ü.M. hat Saas-Fee eine lange Wintersaison, die jeweils vom November bis April dauert. In dieser Zeit können keine Aussenarbeiten durchgeführt werden. Ausserdem ist im Herbst und im Frühjahr mit plötzlichen Kälteeinbrüchen und Schneefällen zu rechnen.

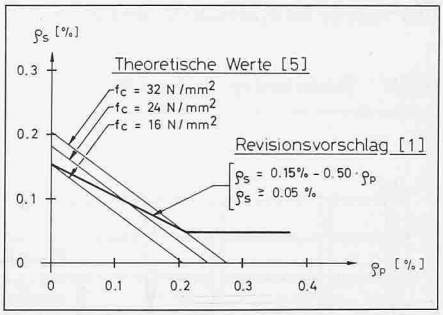


Bild 9. Schlaffe Minimalbewehrung

Der Bau des Parkhauses Saas-Fee dauerte ungefähr zwei Jahre. Von Mai bis Mitte November 1979 wurde das Gros der Aushubarbeiten ausgeführt. Der Rohbau folgte im Sommer 1980, während sich die Umgebungs- und Fertigstellungsarbeiten noch bis Mitte

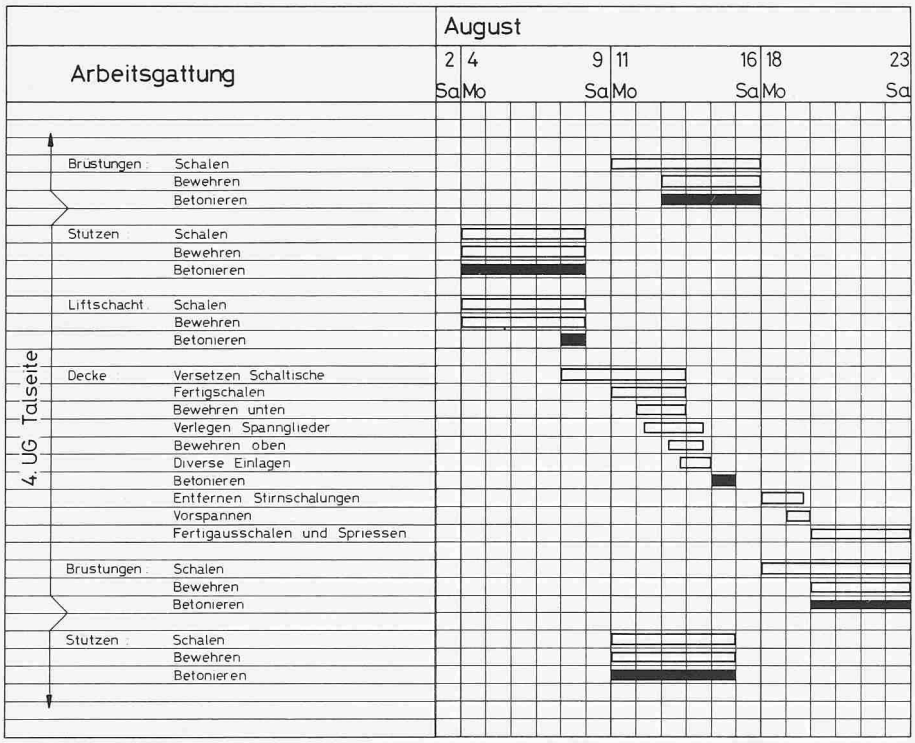


Bild 10. Ausschnitt Bauprogramm

1981 hinzogen. Für die Ausführung der Tragkonstruktion stand nur die Zeit von Ende Mai bis Mitte Oktober 1980 zur Verfügung. Mit den Baumeisterarbeiten wurde die einheimische Unternehmung Anthamatten-Kalbermatten AG, Saas-Fee beauftragt.

Bauablauf und Arbeitstakt

Der in Bild 10 wiedergegebene Ausschnitt aus dem *Bauprogramm* zeigt den Arbeitsablauf für die Erstellung einer Halbdecke. Aufgrund des gedrängten Rahmenprogrammes mussten je Woche eine Deckenhälfte von 1450 m² Fläche und die dazugehörigen Stützen und Wände ausgeführt werden. Dabei waren die bergseitigen Halbdecken aus schalungs- und vorspanntechnischen Gründen immer zwei Geschosse im Vorsprung (Bilder 11 und 12).

Der rasche Baufortschritt setzte ein leistungsfähiges Gerüst- und Schalsystem sowie kurze Ausschalfristen voraus. Wegen der über alle Geschosse gleichen Grundrissgestaltung und Raumhöhe konnte ein vorgefertigtes *Gerüst- und Schalsystem* eingesetzt werden, das aus aneinandergereihten Schaltischen der Firma Conrad Kern AG, Bern, bestand.

Das Gewicht des Frischbetons wurde von den Schaltischen und einer wöchentlich nachgestellten Spriessung jeweils auf die drei nächstunteren Dekken übertragen (Bild 11). Auf diese Weise mussten im Bauzustand drei Decken zusammen das Eigengewicht der nächstoberen Decke aufnehmen. Eine Ausnahme bildete die schwerere Dachdecke, deren Betongewicht auf vier statt nur drei Normalgeschossdekken abgestützt war. Als Nebenprodukt ergab die gewählte Spriessung *Belastungsproben* für alle Normalgeschossdecken im Bereich der rechnerischen Gesamtlast. Wie die Deckenschalungen waren auch die Stützenschalungen mehrfach verwendbar. Da die Schmalseiten der Stützen, abgesehen von der Unterteilung, in zwei verschiedene Grössen von 250 mm bzw. 350 mm konstant gehalten wurden, konnten die aus zwei Winkelstücken bestehenden Stützenschalungen den von Stockwerk zu Stockwerk ändernden Stützenbreiten (Bild 11) angepasst werden.

Im Normalfall wurde die zum *Vorspannen* erforderliche Mindestbetonfestigkeit von 23 N/mm² drei Tage nach dem Betonieren erreicht bzw. überschritten. Zur Kontrolle dienten je drei Würfelproben je Halbdecke. Weitere drei Betonwürfel verwendete man später für die Überprüfung der 28-Tage-Festigkeit. Somit konnten die Halbdecken jeweils nach drei Tagen voll vorgespannt und anschliessend ausgeschalt werden (Bild 10). Trotz dieser kleinen *Ausschalfristen* ergaben sich dank der günstigen Wirkung der Vorspannung weder unzulässige Verformungen noch Risse. Die Spannglieder, System VSL, wurden durch die Firma Spannbeton AG, Lyssach, geliefert, verlegt und vorgespannt.

Spezielle Probleme

Bei Verwendung eines Vorspannsystems ohne Verbund kommt dem *Korrosionsschutz* der Litzen im Verankerungsbereich eine erhöhte Bedeutung zu. Auf der Baustelle musste vor allem auf einen guten Korrosionsschutz bei den beweglichen Ankern geachtet werden. Die vorstehenden Litzenenden wurden durch eine mit Korrosionsschutzfett gefüllte Abschlusskappe abgedeckt. Einen weiteren Schutz bildete das Ausgiessen der Spannischen mit einem schwindarmen Mörtel.

Die für die schlaffe untere Bewehrung verwendeten Netze vom Typ K 126 (Bild 5), weisen Drahtstärken von nur 4 mm auf. Da sich die dünnen Bewehrungsnetze stark durchbogen, ergaben

Bild 11. Bauzustand am 16. Aug. 1980

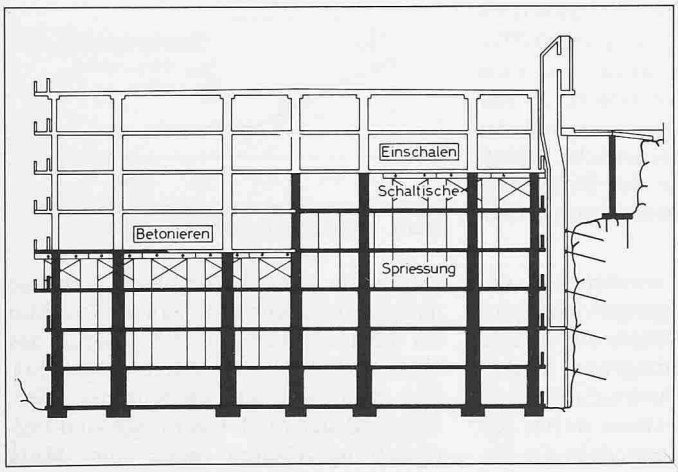
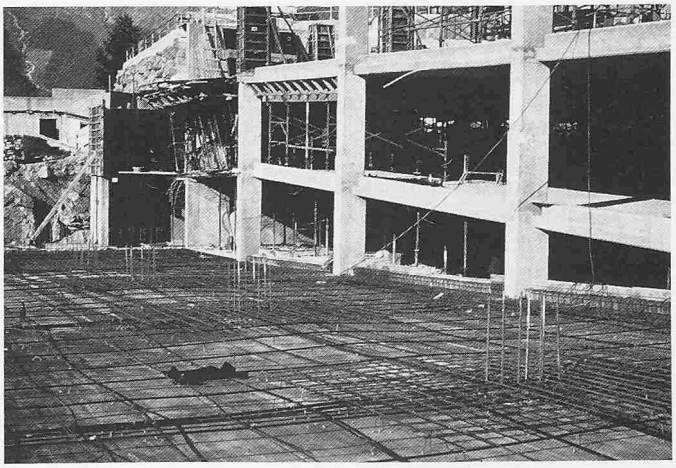


Bild 12. Bauzustand



sich Probleme mit der *Verlegegenauigkeit.* Die ursprünglich vorgesehene Punktstützung der Netze mit den üblichen Beton-Unterlagsklötzchen erwies sich in der Ausführung als ungenügend, weshalb auf eine Linienlagerung mit schraubenförmigen Plastikstäben umgestellt werden musste. Trotz dieser Verbesserung blieb die Verlegung der dünnen Bewehrungsnetze K 126 heikel. Die Netze vom Typ K 283 mit Drahtstärken von 6 mm konnten dagegen normal verlegt werden.

Die Bodenflächen weisen keinerlei Schutzbelag auf. Zur Erhöhung der Abriebfestigkeit und zur Erreichung der Beständigkeit gegen Öl, Benzin und Tausalzlösungen wurde die *Betonoberfläche* mit einem Flüssigkunststoff auf Polyurethanbasis in zwei Arbeitsgängen imprägniert und versiegelt. Als zusätzliche Massnahme kam bei der am stärksten exponierten Dachdecke das Vakumierverfahren zur Anwendung, um ein möglichst dichtes Betongefüge zu erhalten.

Hauptquantitäten

Aushub Fels:	ca. 31 000 m³
Aushub Lockermaterial:	ca. 15 000 m³
Beton:	ca. 7 500 m³
Schalung:	ca. 40 000 m²
Stahl III und IV:	ca. 300 t
Monolitzen:	ca. 82 600 m (95 t)

Adressen der Verfasser: *P. Ritz,* Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH/SIA, Ahornsteig 6, 6047 Kastanienbaum. *P. Schneller,* dipl. Ing. ETH/SIA, Termerweg 47, 3900 Brig. *J. Grob,* Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH/SIA, Ing. Büro Schneller Schmidhalter Ritz, Nordstr. 11a, 3900 Brig.

Literaturverzeichnis

[1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA): Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Norm 162, Zürich, 1968.

[2] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA): Bruchverhalten von Platten. Entwurf der Arbeitsgruppe 5 der Kommission für die Revision der Norm 162, 1979 (unveröffentlicht).

[3] *Ritz, P., Marti, P., Thürlimann, B.:* «Versuche über das Biegetragverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-1, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Juni 1975.

[4] *Marti, P., Ritz, P., Thürlimann, B.:* «Prestressed Concrete Flat Slabs». Surveys S-1/77, International Association of Bridge and Structural Engineers (IABSE), Zurich, February 1977.

[5] *Ritz, P.:* «Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 80, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Mai 1978.

[6] *Marti, P., Pralong, J., Thürlimann, B.:* «Schubversuche an Stahlbeton-Platten». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-2, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, September 1977.

[7] *Pralong, J., Brändli, W., Thürlimann, B.:* «Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-3, Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Stuttgart, Dezember 1979.

[8] *Ritz, P., Matt, P., Tellenbach, Ch., Schlub, P., Aeberhard, H.U.:* «Spannbeton im Hochbau: Vorgespannnte Decken». Losinger AG, VSL International, Bern, Januar 1981.

[9] *Thürlimann, B.:* «Plastische Berechnung von Platten». Vorlesungsautographie, ETH Zürich, 1974.

Belags-Recycling nun auch in der Schweiz

Anlässlich einer Pressekonferenz unter der Leitung von Stadtrat Dr. *R. Aeschbacher,* Vorsteher des Bauamts I der Stadt Zürich, wurde am 22.10.81 die Belagsaufbereitungsanlage der Firma Belag AG in Volketswil vorgestellt. Erstmals kann damit in der Schweiz Belagsaufbruch (Bild 1) oder Fräsmaterial einer Wiederverwendung zugeführt werden.

Im Interesse des Gemeinwesens

Ausgehend von der Notwendigkeit, natürliche Kiesvorkommen zu schonen, benützte die Stadt Zürich nach Ausführungen von *Dr. Aeschbacher* die Möglichkeit, mit der Belag AG Volketswil einen Vertrag zur Aufbereitung von Aufbruch- und Altmaterial abzuschliessen. Die Stadt Zürich verpflichtet sich, sämtliches Altmaterial nach Volketswil zu transportieren, und erhält dafür eine Option für Neubeläge mit Regenerationsmischgut. Damit entstehen für die Stadt weder Kostenfolgen noch Beteiligung. Bei Submissionen werden die Belagsunternehmer zum Bezug von Recyclingbelägen ab Volketswil verpflichtet, erhalten aber den üblichen Unternehmerrabatt, womit der freie Wettbewerb gewährleistet ist.

Eine ähnliche Vereinbarung mit der Belag AG treffen die Städte Winterthur und Uster, und es bleibt anzunehmen, dass weitere Regionen in der Schweiz diesem Beispiel folgen können. Jedenfalls errechnet sich die Stadt Zürich sogar jährliche Einsparungen von 500 000.– bis 1 Mio Fr.

Auf die grundsätzliche Bedeutung von Recycling verwies Prof. *R. Heierli,* Stadtingenieur, Zürich. Wie vor 10 Jahren im Kanton Aargau bereits bewiesen, reichen die Kiesvorkommen für das Bauwesen im schweizerischen Mittelland noch etwa 60 bis 80 Jahre. Ebenfalls begrenzt sind die Deponien, die zudem vielerorts das Grundwasser gefährden. Belagsrecycling bringt also auch ökologische Vorteile.

Anliegen des Ingenieurs

Recycling ist heute eine *Daueraufgabe,* was aus der laufenden Strassenerneuerung abgeleitet werden kann. Gemäss *H.U. Bühler,* Strasseninspektor der Stadt Zürich, hat die Stadt eine Fläche von 8 130 000 m² an Strassen und Gehwegen zu unterhalten. Die Anteile mit schwerer Beanspruchung haben eine Gebrauchsdauer von 40 Jahren und würden somit eine jährliche Totalerneuerung von 140 000 m² erfordern. Die zur Verfügung stehenden Kredite für Strassenreparaturen (1981: etwa 16 Mio Fr.) und die heute anfallende Menge der Altbeläge (5000 bis 10 000 t pro Jahr) zeigen aber, dass die Strassenerneuerung und somit das anfallende Altmaterial noch erheblich zunehmen wird. Ähnliches gilt für die Erneuerung der Werkleitungen, wo auf den jährlich bis zu 200 Baustellen ebenfalls grössere Mengen an Belagsaufbruch abzuführen sind.

Für den Ingenieur stellt sich die Frage der *Qualität.* Mittels Recycling kann heute in Volketswil eine normengemässe HMT abgegeben werden, die bis zu 40% Altmaterial enthält. Als Entscheidungshilfen dienten mehrjährige Erfahrungen aus dem Ausland. Unbekannt waren jedoch die chemischen Reaktionen der einheimischen Zuschlagstoffe. So gilt es heute, aufgrund von eingehenden Laboruntersuchungen die Effizienz zu verbessern, um zur Herstellung von regenerierten hochwertigen Belägen zu gelangen.