Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 106 (1988)

Heft: 20

Artikel: Ausserordentliche Einwirkungen auf Tragwerke aus dem Bahnbetrieb: Sicherheitskonzept für Hochbauten - das neue Aufnahmegebäude Luzern

Autor: Roos, Peter / Berchtold, Hansruedi / Müller, Josef

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-85728

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: 15.07.2025

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

Ausserordentliche Einwirkungen auf Tragwerke aus dem Bahnbetrieb

Sicherheitskonzept für Hochbauten – das neue Aufnahmegebäude Luzern

Im Rahmen der Neuplanung des Bahnhofs Luzern mussten die vorhandenen Perrongleise aus betrieblichen Gründen um ca. 30 m Richtung Bahnhofplatz verlängert werden. Anderseits musste auch durch die neu zu projektierenden Hochbauten die Fassadenlinie des alten Bahnhofgebäudes eingehalten werden. Diese beiden Randbedingungen führten im Architekturwettbewerb zwangsläufig zu einer Lösung, bei der das Erdgeschoss zu einem grossen Teil dem Zugsbetrieb reserviert werden musste.

Das zukünftige Nebeneinander von Tragkonstruktionen und Zügen im Gleisfeld erforderte deshalb eine umfangreiche Sicherheitsbetrachtung und eine Untersuchung des zwar unwahrscheinlichen, aber doch möglichen Anpralls eines Zuges an die Tragkonstruktionen. Bei der Bearbeitung der Tragwerke des Bahnhofgebäudes wurde diese komplexe Aufgabe in enger Zusammenarbeit zwischen den Vertretern der SBB Bauabteilung Kreis II (Sektion Brückenbau) und der, im Rahmen eines Generalplanungsvertrages, beauftragten Ingenieurgemeinschaft, sowie eines zugezogenen Prüfingenieurteams in der folgenden Art durchgeführt.

Nach der analytischen Erfassung aller Einwirkungen wurde ein zweistufiger Sicherheitsplan festgelegt, welcher die Folgen der Einwirkungen aus dem Bahnbetrieb durch Vorhalten einer ausreichenden Sicherheit eliminiert. Dabei wurden die Reserven aus der Bemessung gegen die ausserordentlichen Einwirkungen für den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit vollumfänglich aktiviert. Mit wenigen Zusatzmassnahmen konnte so das Sicherheitskonzept optimiert werden.

Das Ergebnis zeigt, dass bei Erstellen eines optimierten Sicherheitsplanes die Bewältigung von ausserordentlichen Gefährdungen nicht zwingend gleichbedeutend mit wesentlich höheren Kosten sein muss. Von grosser Wichtigkeit ist, den Sicherheitsplan bereits zum Zeitpunkt des Gebäudekonzeptes festzulegen, und diesen bis in die Details der Ausführung auch konsequent durchzuführen.

Die Grössenordnung des Bauwerkes, das aufgrund der Eisenbahngesetzgebung einer sicherheitstechnischen Prüfung zu unterziehen war, erlaubte es der hauseigenen Prüfstelle der SBB Bauabteilung II, der Sektion Brückenbau, nicht mehr diese Aufgabe allein wahrzunehmen. Aus diesem Grunde wurde von Beginn an ein Prüfingenieurteam zugezogen. Gemeinsam entwickelte man die Denkansätze, die es ermöglichten, diese nicht alltäglichen Tragkonstruktionen mit ihren ausserordentlichen Einwirkungen sicherheitstechnisch und qualitativ optimal aber auch wirtschaftlich zu lösen.

VON PETER ROOS,
HANSRUEDI BERCHTOLD
UND
JOSEF MÜLLER,
LUZERN

Grundlagen für die Berücksichtigung der Gefährdung durch Schienenfahrzeuge

Entstehung

Aufgrund der Tatsache, dass der Baugrund immer wertvoller und damit verbunden der Wunsch nach Siedlungskonzentration immer stärker wird, mehren sich in letzter Zeit Gleisüberbauungsprojekte, vor allem im Bereich der Bahnhöfe mittlerer bis grosser Städte. Bei solchen Überdeckungen von Gleisanlagen kommt den Abstützmöglichkeiten zwischen und neben den Gleisen eine zentrale, wenn nicht sogar entscheidende Bedeutung zu. Im Sinne des Entwurfes der SIA-Norm 160 sind dabei die Gefährdungsbilder zu eruieren und in einem Sicherheitsplan die entsprechenden Massnahmen festzulegen. Im Falle von Abstützungen im Gleisbereich ist daher auch der Gefährdung durch Aufprall von entgleisten Schienenfahrzeugen besondere Beachtung zu schenken.

Das Risiko ist bekanntlich als Produkt der Tragweite eines Ereignisses und dessen Eintretenswahrscheinlichkeit definiert. In unserem Falle ist die Wahrscheinlichkeit eher gering, hingegen können die Auswirkungen ohne entsprechende Massnahmen, vor allem zufolge der bei einem Aufprall von beträchtlichen Massen frei werdenden grossen Energien, unter Umständen katastrophale Ausmasse annehmen.

Mit der zunehmenden Anzahl Gleisüberbauungen wird sich die Ereigniswahrscheinlichkeit erhöhen. Die Vorschriften unserer Nachbarländer tragen diesem Umstand zum Teil schon heute Rechnung. Diese neue Situation veranlasste die SBB, die internen Richtlinien für die Überbauung von Bahnbetriebsgebiet von 1964 zu überarbeiten. Dabei wurde die Übereinstimmung mit neuen Erkenntnissen, insbesondere an die Sicherheitsüberlegungen des SIA-Normenentwurfes E 160, angestrebt. Die Arbeitsgruppe SBB, welche später noch mit dem Bundesamt für Verkehr erweitert wurde, hat Prof. *H. H. Hauri* von der ETH Zürich als Experten zugezogen. Die Gruppe begann Ihre Studien 1985, also in einer Projektierungsphase des Bahnhofs Luzern, bei welcher die definitiven Entscheide bezüglich Stützenstellung und Sicherheitskonzept längst gefällt sein mussten.

Trotzdem wurde bestimmt, dass auch die Erkenntnisse aus den bereits vorliegenden Normen- und Richtlinienentwürfen zur Qualitätsverbesserung des Bauwerkes berücksichtigt werden sollten. Insbesondere seien hier Konzepte mit Gefährdungsbildern und Sicherheitsplänen sowie die gesonderte Betrachtung von Tragsicherheit und Gebrauchsfähigkeit erwähnt.

So waren für das Sicherheitskonzpet der Hochbauten im Bahnhof Luzern die folgenden Unterlagen massgebend:

- SIA Norm 160 (Ausgabe 1970) Art. 21: Hinweis darauf, dass die Anprallkräfte von Bahnfahrzeugen im Einvernehmen mit der Aufsichtsbehörde bestimmt werden sollen.
- Interne SBB Richtlinie vom Juli 1964 (ausgearbeitet für den Bahnhof Bern)
- Entwurf SIA-Norm 160 E vom Januar 1985.
- Erste Konzepte für eine neue Richtlinie.

SBB Richtlinien 1964

Diese Richtlinien beziehen sich vor allem auf die vertragliche Regelung bei Zulassung der Überdeckung von Bahnbetriebsgebiet durch Dritte. Im Kapitel «Technische Vorschriften» werden unter anderem die folgenden geometrischen und statischen Werte angegeben:

□ Stützen auf Perrons mit Perronhöhen grösser als 25 cm im Abstand zu den Gleisaxen von 2,70 m für ein- und 3,00 m für mehrgeschossige Bauten mit Anprallkräften von 1000 kN in beliebiger Richtung sind erlaubt.

□ Falls die erwähnten Abstände unterschritten werden, oder die Zugsgeschwindigkeiten mehr als 40 km/h betragen, gelten die Vorschriften für «Stützen im Gleisfeld».

□ Solche «Stützen im Gleisfeld» werden jedoch grundsätzlich mit Ausnahme von Einzelfällen abgelehnt. Der minimale Abstand zu den Gleisaxen beträgt in diesem Falle 2,50 m und es müssen Anprallkräfte von 2000 kN aufgenommen werden. Zudem muss ein Stützenausfall mit einem Ersatzsystem quer zu den Gleisen nachgewiesen werden können.

□ Betreffend Bemessung enthielt diese Richtlinie keine Hinweise. Es galten demzufolge die entsprechenden SIA Normen 161 und 162 (insbesondere die Richtlinie Nr. 31).

Neue Erkenntnisse und der Vergleich zu ausländischen Vorschriften ergaben, dass vor allem die Ersatzlasten für Anprall der Richtlinie 1964 als zu gering betrachtet werden müssen. Des weiteren konnten diese Richtlinien nicht genügend Gefährdungsbilder berücksichtigen.

Entwurf einer neuen Richtlinie

Zum Zeitpunkt der Beschlussfassung über Stützenstellung, statisches Konzept und Gefährdungsbilder für das Aufnahmegebäude des Bahnhofes Luzern lagen nur erste grobe Konzeptentwürfe für die Neufassung dieser Richtlinie vor. Es bietet sich jedoch nun die Gelegenheit, den Vorabzug dieser Richtlinie im Hinblick auf andere Gleisüberbauungsprojekte kurz zusammengefasst vorzustellen.

Diese Richtlinie soll in die *Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung* aufgenommen werden. Sie wird gültig für alle Bauwerke, welche sich in unmittelbarer Nähe von befahrenen Gleisen befinden, wie Überdekkungen, Überbauungen mit Gebäuden und Brücken.

Das Ziel dieser Richtlinie besteht darin, im Falle eines Aufpralls die Sicherheit von Personen vor den Folgen eines Tragwerkversagens zu gewährleisten sowie die Auswirkungen auf das Bauwerk klein zu halten und den dabei auftretenden Schadenumfang und -bereich zu begrenzen. Im Rahmen der Planung solcher Bauwerke sollen Gefährdungsbilder umschrieben, Sicherheitspläne erstellt und geeignete Massnahmen geprüft und im Sinne der Zielsetzung optimiert werden.

Für den Regelfall werden, ausgehend von den Gefährdungsparametern bezüglich Gleisanlagen (offene Strecken, Stationsdurchfahrten, Weichenzonen, Perronbereiche usw.) und den Geschwindigkeiten, verschiedene Zonen definiert.

Aufgrund von drei Bauwerksklassen mit unterschiedlichem Schadenpotential und den drei Gefahrenzonen ergeben sich die zu berücksichtigenden Randbedingungen und Anforderungen. Des weiteren sind im Kapitel Berechnung und Bemessung die Einwirkungen gemäss den Regeln des Revisionsentwurfes der SIA-Norm 160 festgelegt sowie für den Tragsicherheitsnachweis die statische Methode der Plastizitätstheorie angeregt.

Unter dem Abschnitt Ausbildung der Bauteile werden die Anforderungen für den Regelfall für die nachfolgenden Bauteile beschrieben:

- standfeste Abstützungen
- ausfallfähige Bauteile
- abweisende Bauteile und
- abbremsende Bauteile

Schliesslich können diese Richtlinien durch proportionale Umrechnungen der Bahnlasten und Lichtraummasse auch auf andere Bahntypen wie Schmalspur- und Strassenbahnen angewendet werden.

Als Beispiele sind in Tabelle 1 bereits einige Auszüge aus dem Vorabzug dargestellt. Für Gleisüberbauungsprojekte, die sich heute in einem Entwurfsstadium befinden, sollte dieser Vorabzug bereits berücksichtigt werden.

Sicherheitskonzept für Bahnhof Luzern

Zufolge den engen Platzverhältnissen war beim Aufnahmegebäude für den neuen Bahnhof, auch nach ausführlichen Abklärungen und Wiedererwägungen, eine gegenüber den Stützen zwischen den Gleisen statisch günstigere Stützenstellung auf den Personenperrons aus betrieblichen Gründen nicht möglich, insbesondere wegen der erheblichen Beeinträchtigung des Fussgängerstromes zu und von den Zügen. Somit ergaben sich Abstände zwischen den Gleisaxen und den Hochbaustützen von nur 2,20 m im Bereich der Gleisenden. Sowohl die alte Richtlinie von 1964 als auch die Entwürfe einer neuen Verordnung konnten demzufolge nicht eingehalten werden, weshalb eine Ausnahmegenehmigung bei der Generaldirektion der SBB beantragt werden musste.

In Zusammenarbeit mit den Projektverfassern und der Sektion Brückenbau des Kreises II wurden verschiedene Lösungsmöglichkeiten erarbeitet und daraus folgende Variante vorgeschlagen:

□ Wegen des geringen Gleisabstandes der Stützen soll eine möglichst grosse, aber doch noch angemessene und plausible Anprallkraft durch die Stützen aufgenommen werden können.

□ Als Grundlage für die Modellbildung einer Plausibilitätsrechnung für die Grösse der Anprallkraft soll die im Entwurf der SIA-Norm 160, Kapitel 4.14, für den Anprall von Strassenfahrzeugen definierte Formel in analoger Weise für einen Aufprall eines Eisenbahnzuges unter Berücksichtigung der Pufferwirkungen zwischen den Wagen angewendet werden. Als aufnehmbare Anprallgeschwindigkeit soll dabei der Maximalwert von 24 km/h angenommen werden. Falls notwendig sind auch noch Knautschzonen vor der ersten Stütze anzuordnen.

□ Das Kollapsverhalten des Bauwerkes bei Ausfall einer Stütze mit einer minimalen Restsicherheit soll untersucht werden.

□ Diese Randbedingungen ergaben, wie weiter unten detaillierter dargelegt, eine Anprallkraft von 12 000 kN auf die Stützen mit zusätzlich vorgelagerten Knautschzonen.

Dem Antrag wurde mit der Auflage des Nachweises einer minimalen Sicherheit bei Ausfall einer Stütze entsprochen. Wie nachstehend dargelegt, konnte diese Bedingung durch weitgehende Aktivierung der für die Gebrauchsfähigkeit massgebenden Zwängungsbeanspruchungen für die Tragsicherheit bei Ausfall einer Stütze ohne unverhältnismässige Mehraufwendungen erfüllt werden.

Angemessene Anprallkräfte

Ausgehend vom in der Grundlage dargelegten Sicherheitskonzept sind die Hauptstützen des Hochbaues über den Gleisen als ausfallfähig anzunehmen. Trotzdem sollten die Hauptstützen

6. ZONENGRENZEN

6.1 Offene Strecke

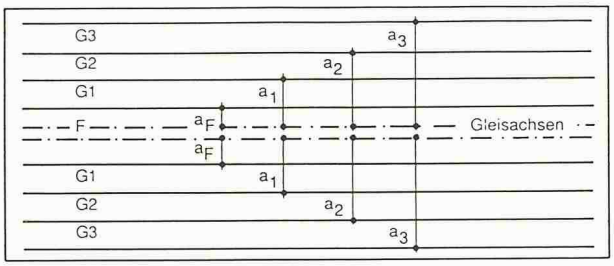


Bild 6.1 Zonengrenzen parallel zum Gleis auf offener Strecke

Freihaltezone	F	a_F = 3.0 m [1)]
Gefahrenzonen	G1	a_1 = 4.0 m
	G2	a_2 = 5.0 m
	G3	a_3 = 7.0 m

Tabelle 6.1 Abstände quer zum Gleis auf offener Strecke

1) Das Lichtraumprofil muss unter allen Umständen eingehalten werden.

6.2 Stationsdurchfahrt (ohne Weichenzonen)

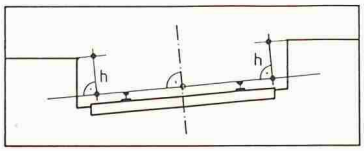


Bild 6.2 Definition der Perronhöhe h

Die Schutzwirkung von Perrons mit einer Höhe h ≤ 15 cm wird nicht berücksichtigt.

Die Werte für die Zonengrenzen im Perronbereich gelten nur, falls der Perronkopf mindestens 10 m vor der ersten gefährdeten Abstützung liegt, andernfalls darf die Schutzwirkung der Perrons nicht berücksichtigt werden.

	Gleisfeld und an Perrons mit h≤15 cm		Perronbereich				
			15 cm <h≤38 cm		h>38 cm		
Max. Durchfahrtsgeschwindigkeit nach Dienstfahrplan (km/h)							
überwacht	v>60	v≤60	60<v≤90 [1)]	v≤60	90<v≤120 [1)]	60<v≤90	v≤60
nicht überwacht 2)	v>45	v≤45	45<v≤60	v≤45	60<v≤90	45<v≤60	v≤45
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
F: a_F =	3.0	3.0	3.0	2.5	3.0	2.5	2.5
G1: a_1 =	4.0	3.5	3.5	3.0	3.5	3.0	2.5
G2: a_2 =	5.0	4.5	4.5	4.0	4.5	4.0	3.0
G3: a_3 =	7.0	6.0	6.0	5.0	6.0	5.0	4.0

7. BAUWERKSKLASSEN UND MASSNAHMEN

Die zu treffenden Massnahmen sollen den Gefahrenzonen Rechnung tragen und auch das Gefahrenpotential gebührend beachten. Dabei wird vorausgesetzt, dass die konstruktiven Regeln zur Vermeidung eines progressiven Kollapses beachtet werden.

Bei Bauten an und über der Bahn werden folgende Klassen unterschieden:

Klasse A: Bauten, bei deren Einsturz mit beträchtlichen Personenschäden und hohem Sachschaden zu rechnen ist. Dies sind zum Beispiel Bauten an oder über der Bahn mit regelmässig hoher Personendichte im Gefahrenbereich, insbesondere mehrstöckige Überbauungen wie Geschäftshäuser, Schulen, Einkaufszentren usw.

Klasse B: Bauten, bei deren Einsturz mit beträchtlichem Sachschaden oder wesentlichen Auswirkungen auf den Betrieb jedoch mit beschränktem Personenschaden zu rechnen ist. Dies sind zum Beispiel Überwerfungsbauwerke sowie Überführungen von Autobahnen und Hauptstrassen.

Klasse C: Bauten, die ein beschränktes Schadenpotential aufweisen. Dies sind zum Beispiel Bauten an oder über der Bahn mit beschränkter Personendichte im Gefahrenbereich wie höchstens zweistöckige Parkdecks, Fussgängerstege, Überführungen von Nebenstrassen und Zufahrten, einzelne Wohneinheiten, Industriebauten.

Nicht betroffen von diesen Bestimmungen sind technische Einrichtungen und Bauten, bei deren Einsturz eine Gefährdung von Menschenleben und eine wesentliche Beeinträchtigung des Betriebs unwahrscheinlich sind. Darunter fallen z.B. Fahrleitungs- und Hochspannungsmaste, Signalbrücken oder Schutzgerüste. In der Regel ebenfalls nicht betroffen sind leichte Perrondächer, Bahnbetriebsbauten und Lagerhäuser an der Bahn.

Für die drei Klassen werden die nachfolgenden Massnahmen vorgeschrieben:

Gefahrenzonen	Bauwerksklassen A	B	C
G1	Keine Abstützung zulässig Ausnahme siehe Kap. 9.1	Ausfallfähige Bauteile oder Standfeste Abstützungen mit abweisenden Bauteilen	Ausfallfähige Bauteile oder Standfeste Absstützungen
Aufprallkräfte:		Q acc,1 = 3 MN Q acc,2 = 1 MN	Q acc,1 = 3 MN Q acc,2 = 1 MN
G2	Ausfallfähige Bauteile oder Standfeste Abstützungen mit abweisenden Bauteilen	Ausfallfähige Bauteile oder Standfeste Abstützungen	Ausfallfähige Bauteile oder Standfeste Abstützungen
Aufprallkräfte:	Q acc,1 = 3 MN Q acc,2 = 1 MN	Q acc,1 = 3 MN Q acc,2 = 1 MN	Q acc,1 = 1 MN Q acc,2 = 1 MN
G3	Ausfallfähige Bauteile oder Standfeste Abstützungen	Ausfallfähige Bauteile oder Standfeste Abstützungen	Angemessene konstruktive Ausbildung der Tragkonstruktionen
Aufprallkräfte:	Q acc,1 = 3 MN Q acc,2 = 1 MN	Q acc,1 = 1 MN Q acc,2 = 1 MN	- -

Tabelle 7.1 Massnahmen entsprechend Bauwerksklasse und Zone

Standfeste Abstützungen: Stützen und Wandscheiben (siehe Kapitel 9.1)
Ausfallfähige Bauteile: im allg. Stützen (sieh Kapitel 9.2)
Abweisende Bauteile: Schutzpfeiler und -wände oder massive, hohe Perronkanten und Bankette (siehe Kapitel 9.3)
Aufprallkräfte Q acc: Auf standfeste Abstützungen wirkend (Kräfte auf abweisende Bauteile siehe Kapitel 9.3)

Geschwindigkeit überwacht nicht überwacht	v> 60 km/h v> 45 km/h	v≤ 60 km/h v≤ 45 km/h
Perronhöhe h > 38 cm	20 m	10 m
15 cm < h ≤ 38 cm	30 m	20 m
h ≤ 15 cm, Gleisfeld	40 m	30 m

Tabelle 7.2 Strecke parallel zum Gleis auf welcher die Stützen gleichzeitig ausfallen können.

Tabelle 1. Richtlinie für die Anordnung und Ausbildung von Bauwerken bei Gefährdung durch Aufprall von Schienenfahrzeugen (SBB und BAV)

einen leichten Aufprall ohne Schaden überstehen können. Im Entwurf der SBB-Richtlinien heisst es diesbezüglich:

... Ausfallfähige Bauteile sind so auszubilden, dass sie bei leichtem Aufprall tragfähig bleiben, bei starkem Aufprall aber ausfallen können, ohne dass das Bauwerk einstürzt. Die Grösse der Anprallkraft, welche ohne Verlust der Tragfähigkeit aufgenommen werden kann, ist zu bestimmen und auf ihre Angemessenheit hin zu überprüfen.»

Erstmals ist damit in einer Norm oder Richtlinie der Begriff einer angemessenen Sicherheit vorgesehen, womit der Ingenieur eine spezifische und umfassende, auf die Gegebenheiten der Einwirkungen auf das zu stützende Objekt abgestimmte, Sicherheitsbetrachtung durchzuführen hat. Die Angemessenheit einer aufzunehmenden Anprallkraft ist von den Folgen eines allfälligen Stützenausfalls abhängig. Ein Sicherheitsplan hat diesem Zusammenhang Rechnung zu tragen, und er soll mit möglichst wirtschaftlichen Mitteln eine letztlich angemessene Gesamtsicherheit gewährleisten.

Vereinfachtes Energiemodell

Für die Bestimmung einer Anprallkraft wurde auf den Entwurf für die neue SIA-Norm 160 (Einwirkung auf Tragwerke) abgestützt. Im Kap. 4 Art. 14 wird ein vereinfachtes Energiemodell angesetzt, in welchem die kinetische Energie

$$m \frac{v^2}{2}$$

dem energievernichtenden Arbeitsweg

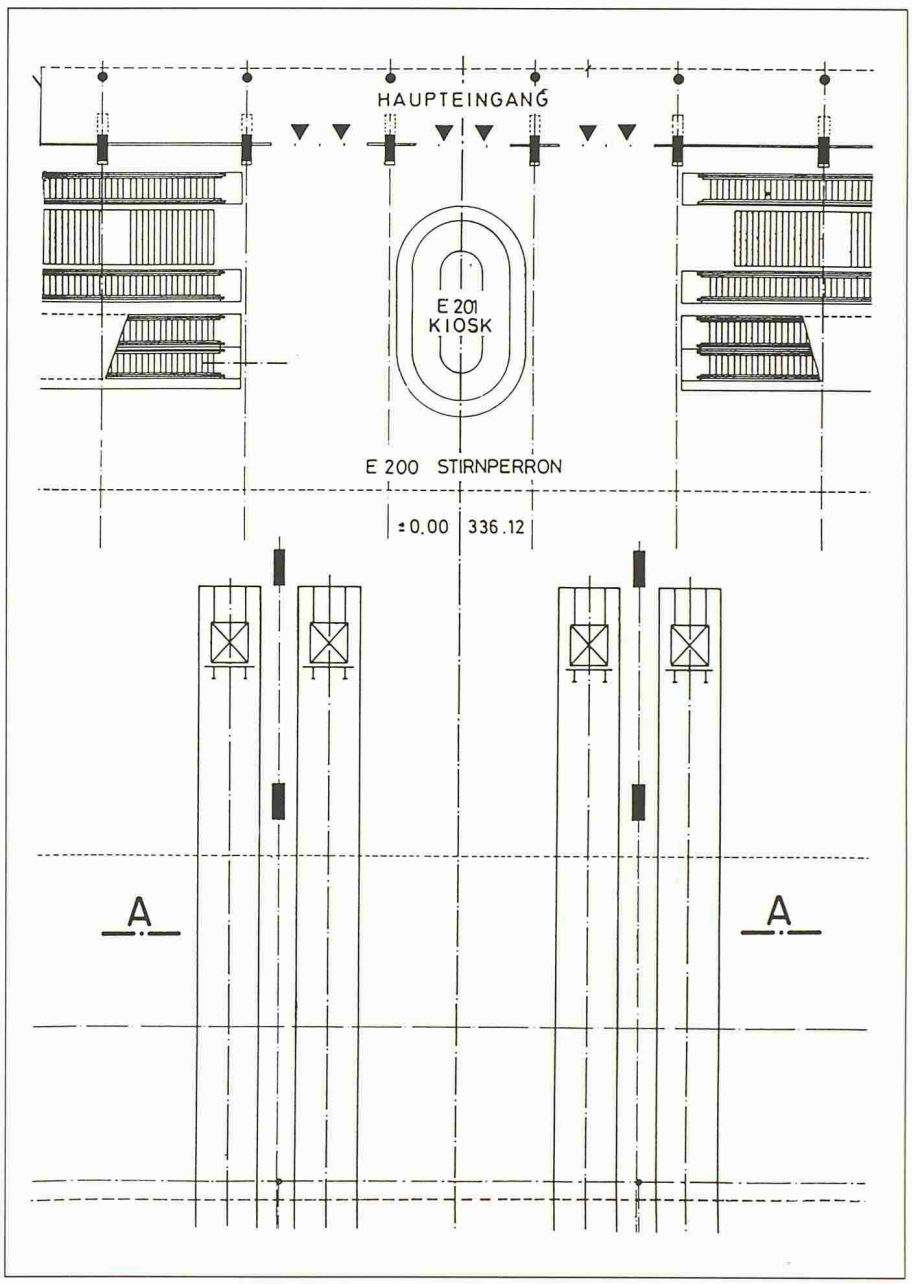
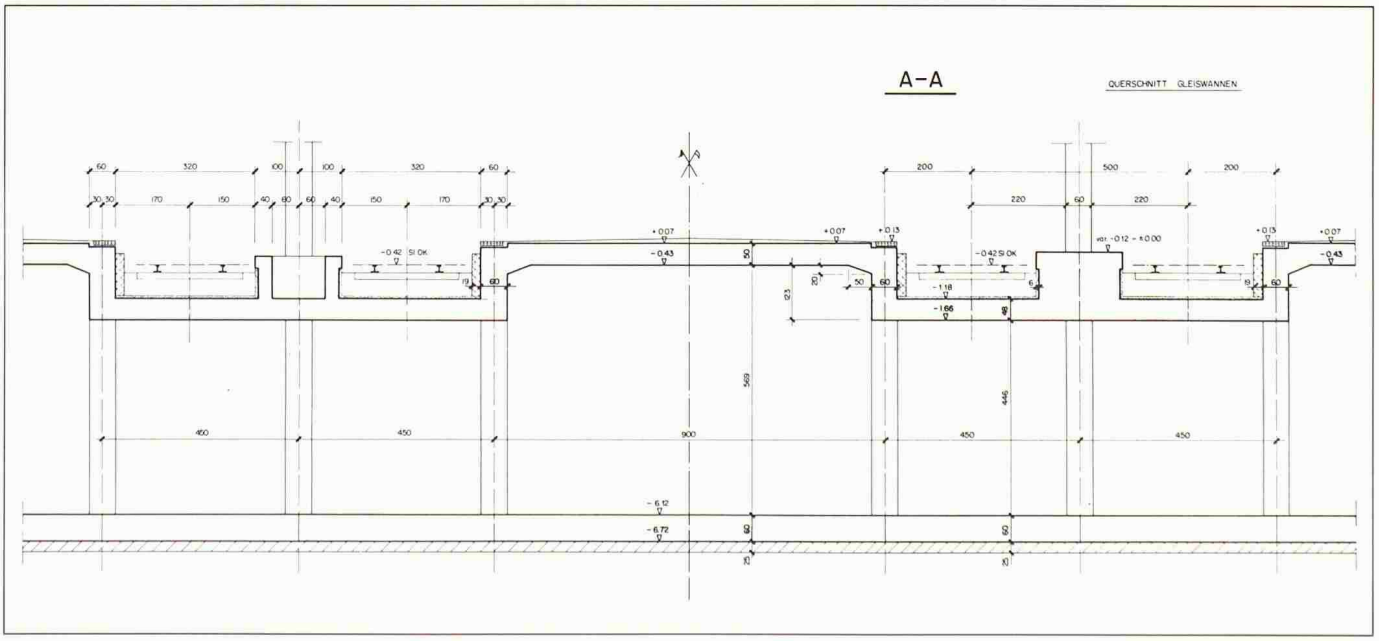


Bild 1. Situation und Schnitt der Gleiswannen mit Hauptstützen



Q_{acc} x a gleichgesetzt wird. Daraus ergibt sich der folgende Ansatz für die Bestimmung einer statischen Ersatzlast:

$$Q_{acc} \cdot (w_k + w_B) = m \frac{v^2}{2}$$

wobei

Q_{acc} = statischer Ersatzwert der Anprallast [kN]
w_k = elastische und plastische Verformung des aufprallenden Körpers [mm]
w_B = elastische und plastische Verformung des Anprallbauteils [mm]
m = Masse des aufprallenden Körpers [kg]
v = Geschwindigkeit des Körpers [m/sec]

Berechnung von Ersatzlasten

Für eine starre und eine gefederte (mit einer Knautschzone versehene) Hauptstütze lassen sich mit der obigen Formel statische Ersatzlasten bestimmen. Die Anprallgeschwindigkeit wurde dabei auf die letzte zukünftige automatische Kontrolle der Einfahrgeschwindigkeit (max. v = 4m/sec.) ausgelegt. Für einen gekoppelten Normalzug (1 Lok + 16 Wagen) ergeben sich für die verschiedenen Massenschwerpunkte verschieden lange Bremswege w_i:

$$w_i = \sum_{n=0}^{16} w_n = w_B + w_L + \sum_{n=0}^{16} n \cdot wp$$

wobei

w_L = Verformung der Lokomotive
w_P = Einfederung eines Pufferpaares
w_B = elastische und plastische Verformung des Anprallbauteils

Daraus durch Einsetzen in das Energiemodell:

$$Q_{acc} = \frac{v^2}{2} \left[\frac{m_L}{w_B + w_L} + \right.$$
$$\left. + \sum m_w \left(w_B + w_L + \sum_{n=0}^{16} n \cdot w_p \right)^{-1} \right]$$

wobei:

m_L = Masse der Lokomotive (120 000 kg)
m_w = Masse eines Wagens (43 000 kg)
w_L = Annahme aus Konstruktionsplänen (100 mm)
w_P = elastische Deformation, Pufferpaar (400 mm)
v = Anprallgeschwindigkeit (4 m/sec)

Anprallkraft für Bauwerk starr d. h. $w_B = 0$:

Bild 2. Montage der Hochbaustützen in den Gleiswannen, noch ohne Knautschzone

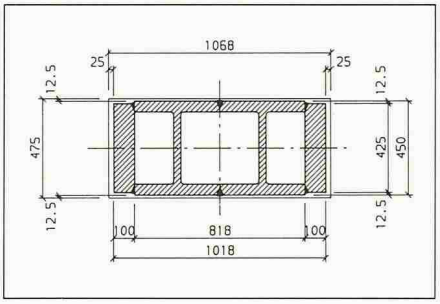


Bild 3. Querschnitt Hauptstütze

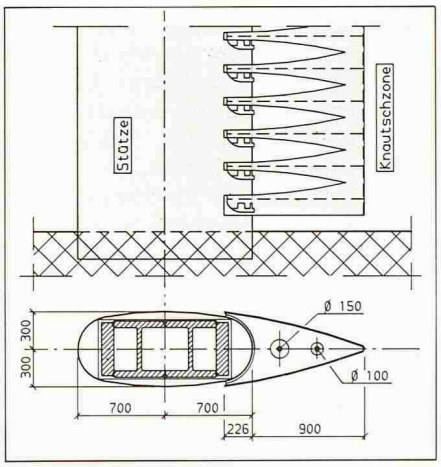
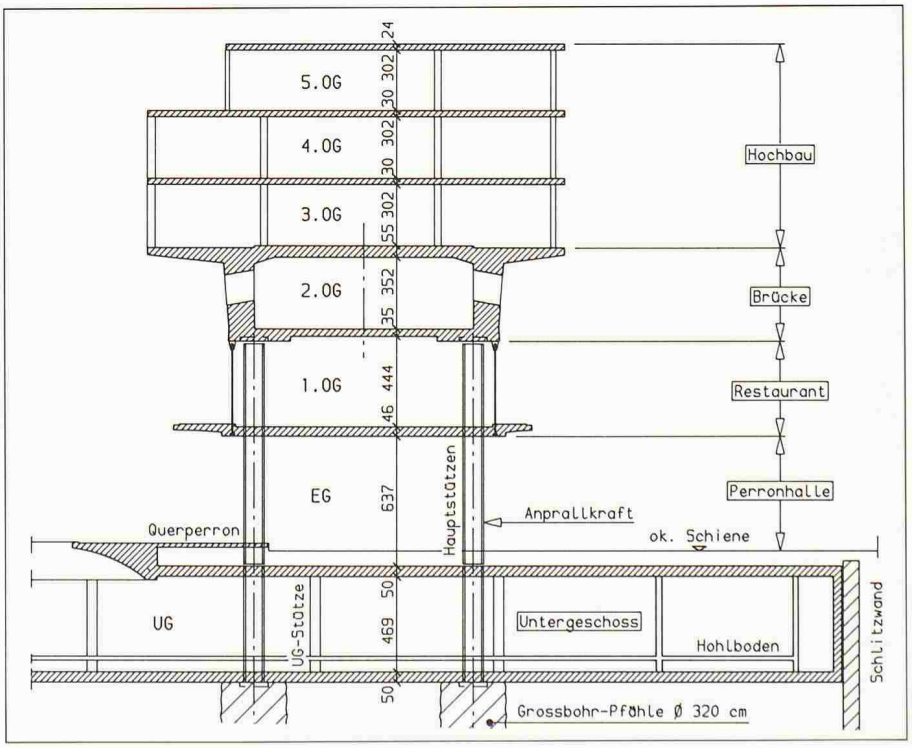


Bild 4. Knautschzone

Bild 5. Querschnitt durch Hochbau über den Gleisen mit Hauptstützen und Brücke als Abfangtisch



$$Q_{acc} = 8\left(\frac{120\,000}{100} + \sum_{n=0}^{16} \frac{43\,000}{900 + n \cdot 400}\right)$$

$$Q_{acc} = 8\,(1200 \times 328) = 12\,200 \text{ kN}$$

Anprallkraft für Bauwerk gefedert durch Anordnung einer Knautschzone vor der Stütze $w_B = 800$ mm:

$$Q_{acc} = 8\left(\frac{120\,000}{900} + \sum_{n=0}^{16} \frac{43\,000}{900 + n \cdot 400}\right)$$

$$Q_{acc} = 8\,(133 \times 206) = 2700 \text{ kN}$$

Wirkung der Knautschzone

Das einfache Rechenmodell zeigt die grosse sicherheitstechnische Effizienz einer der Stütze vorgelagerten Knautschzone. Die statische Anprallast verkleinert sich um den Faktor 4,6 resp. die maximale Anprallgeschwindigkeit erhöht sich um den Faktor 2,15. Die Knautschzone ist damit eine sehr einfache und wirtschaftliche Massnahme, um den Anprallwiderstand der Stützen zu erhöhen, und die Restsicherheit des Hochbaues unter Stützenausfall zu reduzieren.

Architekt und Ingenieur ist es gemeinsam gelungen, eine Knautschkonstruktion zu entwerfen, welche nicht versteckt zu werden braucht, sondern welche vielmehr als originelles, gestalterisches Element der Tragkonstruktion gezeigt wird (Bild 4). Durch die Anordnung der Knautschzone wird die Problematik der Angemessenheit der Anprallkraftgrösse wesentlich entschärft. Der horizontale Widerstand der schlanken Stützen lässt damit bereits hohe maximal zulässige Aufprallgeschwindigkeiten zu.

Angemessene Anprallkraft und Restsicherheit am Gesamtbauwerk

Die Angemessenheit der aufzunehmenden Anprallkräfte steht in einer Wechselwirkung mit dem Restsicherheitskoeffizienten des Gesamtbauwerkes (Hochbau) unter Stützenausfall. Je kleiner die Restsicherheit, desto grösser die Anprallasten. Kleinere Restsicherheiten aber grösserer Anprallwiderstand sind dabei wirtschaftlicher. Das Sicherheitskonzept beim Bahnhof Luzern geht deshalb davon aus, unter Stützenausfall nur noch eine minimalste Restsicherheit gegen Einsturz aufrechtzuerhalten und demgegenüber den Anprallwiderstand sehr hoch anzusetzen.

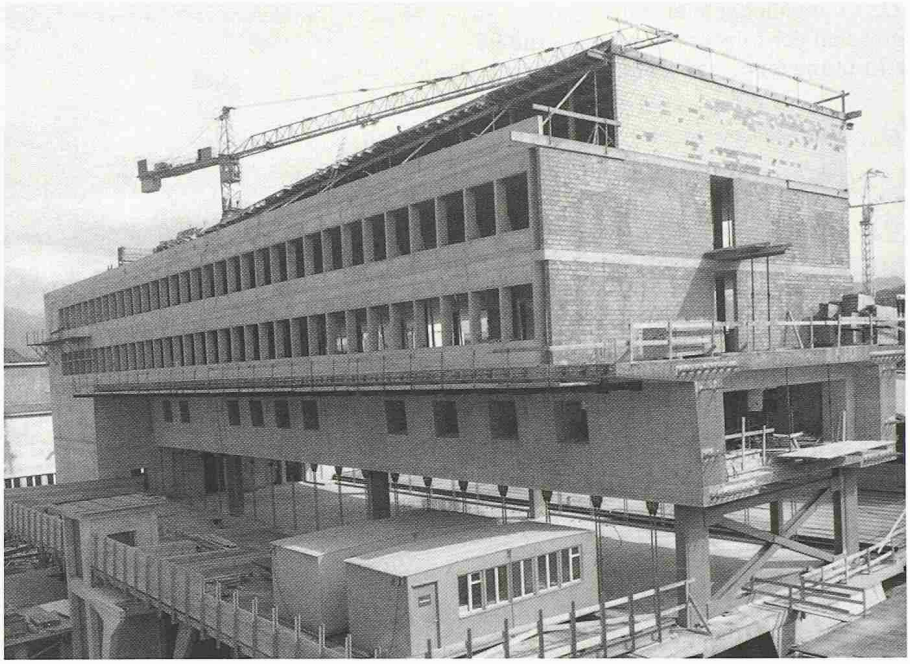


Bild 6. Gesamtübersicht mit Brücke im Bauzustand, ganz unten die aufgehängte Zwischendecke über EG (Foto E. Kneubühler, Kriens)

Die Gefährdung durch aufprallende Züge wird mit dem folgenden Sicherheitsplan bewältigt:

Gebrauchszustand

Anprallkraft frontal	12 000 kN
Anprallkraft quer	2 000 kN
Lastfaktor Anprall	$\gamma = 1{,}15$

Materialfaktoren gemäss SIA-Norm

Bis zu dieser Einwirkungsgrösse soll keinerlei Beeinträchtigung der Gebrauchsfähigkeit stattfinden.

Tragfähigkeit

Restsicherheit des Hochbaues Stützenausfall $\gamma = \gamma L \cdot \gamma R = 1{,}10$

Dabei wird die Tragkonstruktion grössere Schäden insbesondere Deformationen erleiden, aber nicht einstürzen.

Mit diesen Werten lässt sich für einen Normalzug aus Lokomotive und 16 Wagen mit einer Gesamtmasse von $m = 810$ t bis zum Stützenausfall die folgende maximale Anprallgeschwindigkeit errechnen.

$$Q_{acc} = \frac{v^2}{2}\left[\frac{120\,000}{900} + \sum_{n=0}^{16} \frac{43\,000}{900 + \Sigma\, n \cdot 400}\right]$$

$$Q_{acc} = 339 \cdot \frac{v^2}{2}$$

$$Q_{acc} = 12\,000 \times 1{,}3 = 15\,600 \text{ kg}$$

$$v = \frac{15\,600}{339} = 9{,}6 \text{ m/sec} = \underline{34{,}5 \text{ km/h}}$$

Bemessung der Hauptstützen

Die Hauptstützen tragen einen brükkenartig ausgebildeten Abfangtisch, über welchem der darüberliegende dreigeschossige Hochbau aufgebaut ist. Die Hauptstützen im Gleisbereich reichen von der Gleiswanne (EG) bis unter die Hochbaubrücke und sind zusätzlich durch die Zwischendecke über Erdgeschoss gehalten (Bild 5).

Für die Bemessung der Stützen werden die folgenden Lastfälle massgebend:

Hauptlasten max. $N = 24\,700$ kN ($\gamma = \gamma L \cdot \gamma R = 1{,}60$)
Hauptlasten und Anprall frontal, max. $N = 24\,000$ kN, max $H = 12\,000$ kN ($\gamma = 1{,}30$)
Hauptlasten und Anprall quer, max. $N = 24\,700$ kN, max $H = 2000$ kN ($\gamma = 1{,}30$)
Stützenausfall einer Hauptstütze, max. $N = 42\,000$ kN ($\omega = 1{,}10$)

Die Bemessung und der Spannungsnachweis an den Stützen nach der Theorie zweiter Ordnung ($\gamma = 1{,}0$) bietet keine besonderen Schwierigkeiten, so dass in diesen Ausführungen darauf nicht näher eingegangen wird. Die erst viel später angebrachte und für den Brandschutz notwendige Betonummantelung wurde für die Stützensteifigkeit und die Spannungsnachweise nicht mitgerechnet.

Die Berechnung der Knautschzone auf Knicken erfolgte mit einer Last von 5000 kN auf dem Niveau der Traglast, so dass in Übereinstimmung mit dem Richtlinienentwurf ein Arbeitsvermögen von 4 MN m entsteht. Die Verschie-

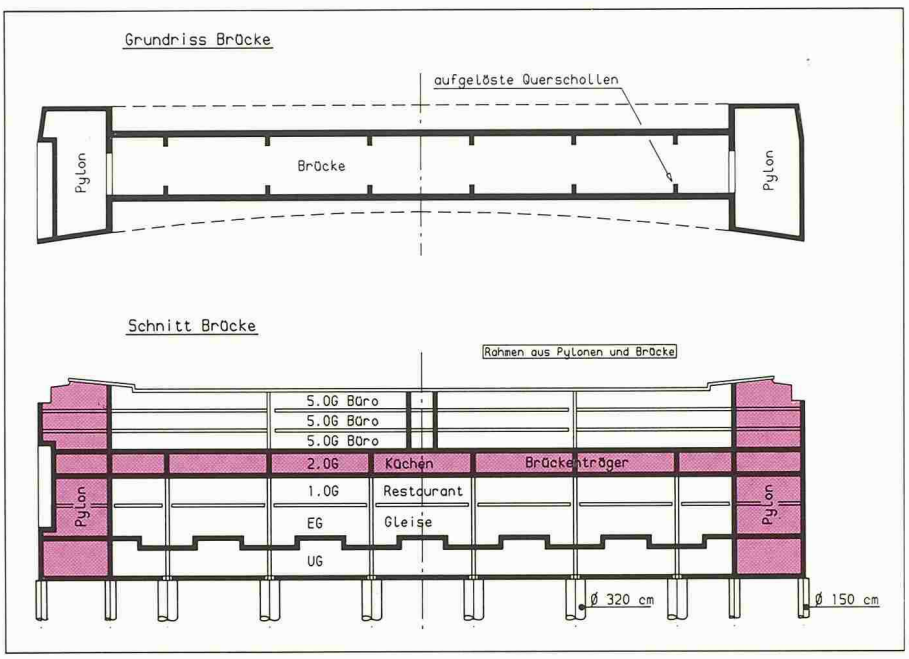


Bild 7. Brücke und Pylon als Rahmen in Längsrichtung

bekraft ist dabei mit 5 MN wesentlich grösser als 1 MN. Im Gegenatz zu einem abbremsenden Bauteil wird dies für einen energievernichtenden als zulässig erachtet. Die ausgesteifte Schalenkonstruktion aus 10 mm starken Blechen ist in Bild 4 dargestellt.

Konstruktion der Hauptstützen

Die Stahlstützen sind aus zwei HHD-Profilen und schweren Flachstählen zusammengeschweisste Kastenstützen (Bild 3). Die Kraftübertragung in den Stützenstössen erfolgt über Kontakt mittels plangeschliffener Kopf- und Fussplatten. Für die Krafteinteilung in die Betonbauteile im Bereiche der allseitig gedrückten Spannungszustände wurden über den Kopfplatten sehr hohe örtliche Betonpressungen zugelassen.

Ausfall der Hauptstützen

Tragsystem

In den Hochbau über den Gleisen ist ein Abfanggeschoss integriert, welches in Quer- und Längsrichtung den Stützenraster der Hochbaudecken übernimmt. Diese Abfangkonstruktion ist als Brücke ausgebildet und überspannt in Längsrichtung als Durchlaufträger den ganzen Perronbereich (Bild 5). Im Kasten des Brückenquerschnittes ist das Installationsgeschoss untergebracht. In Querrichtung haben somit der Deckel der Brücke als Platte die Einzellasten der Hochbaustützen auf die Stege zu übertragen, und der Brükkenboden übernimmt die Lasten des Installationsgeschosses. Die Zwischendecke ist am Brückenträger aufgehängt.

Die seitlich abschliessenden Pylone bilden zusammen mit der Abfangbrücke einen Rahmen und dieser gewährleistet die Gesamtstabilität in Längs- und Querrichtung. Die Brücke hat somit eine Vielzahl von lastabtragenden Funktionen.

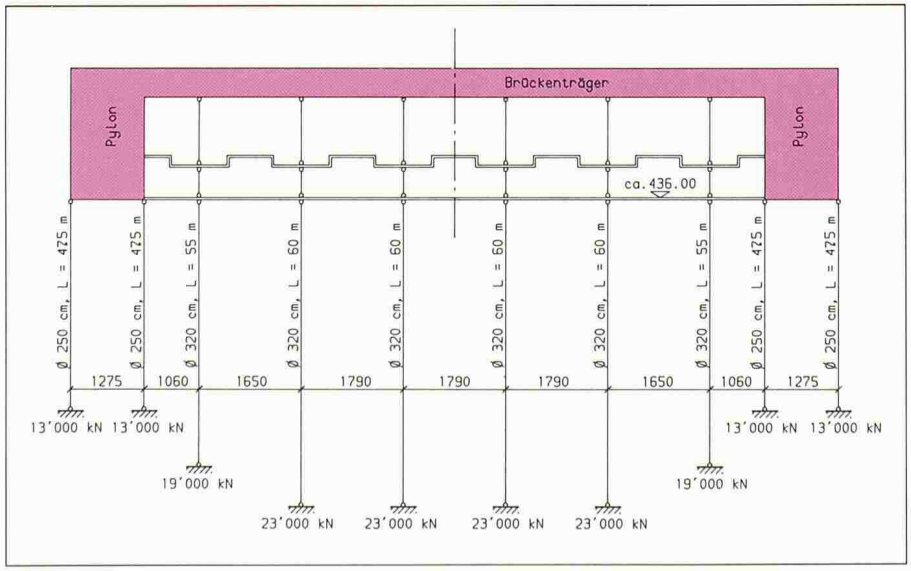
- Abfangen des Stützenrasters des Hochbaus in Längs- und Querrichtung
- Überbrücken der Spannweiten zwischen den Hauptstützen
- Überspannen eines Hauptstützenausfalls
- Stabilisierung über Rahmenwirkung in Gebäudelängsrichtung
- Stabilisierung über Scheibenwirkung in Gebäudequerrichtung

Pfahlbettung

Die Hauptstützen und die beiden Pylone sind direkt auf 44–62 m langen Grossbohrpfählen fundiert. Die Pfähle sind Reibungspfähle, welche nicht in den auf 75–80 m tief anstehenden Fels eingebunden sind. Bei Stützenlasten von 20 00 bis 32 000 kN sind bei derart langen Reibungspfählen Stützensenkungen aus der Eigenelastizität der Pfähle und der Deformation des Bodens zu erwarten. Trotz grosser Homogenität beim Baugrundaufschluss können Differenzen in der Bettung der einzelnen Pfähle nicht ausgeschlossen werden, so dass auch differentielle Stützensenkungen in der Berechnung zu berücksichtigen sind. Bei der Modellbildung des Tragsystems wurden deshalb die Pfähle als elastisch gebettete Stäbe eingeführt, wobei die Bettung durch Variation des E-Moduls der einzelnen Pfahlstäbe als eben steif oder weniger steif simuliert wurde (Bild 8).

Die Tragkonstruktion des Gebäudes mit seiner steifen Rahmenkonstruktion aus Brücke und Pylon und die elastisch gebette Pfahlfundation stehen zueinander in einer klar definierten Wechselbeziehung. Die Steifigkeit der Tragkonstruktion und die Bettung der Pfähle ergeben schlussendlich das Mass der differentiellen Setzungen, resp. die dazugehörigen Schnittkräfte als Zwängungen im Tragsystem. Aus diesem Grunde wäre es falsch, Absolutbeträge von Differenzsetzungen in die Berechnung einzuführen, sondern diese ergeben sich vielmehr aus der Variation der Bettungsziffern (Normalkraftsteifigkeit) der Pfähle.

Bild 8. Simulationsmodell Pfahlbettung mit Längsrahmen



Die dargestellten Grenzwertlinien zeigen, dass aus der Variation der Pfahlbettung grosse Schnittkraftumlagerungen, insbesondere bei den Querkräften, entstehen. Ein schlechterer resp. weicher Pfahl wird stark (bis zu 41%) entlastet, die daneben liegenden werden zusätzlich belastet. Die Entlastung kann aus der Querkraftfläche sehr gut herausgelesen werden.

Eine gleiche Entlastung, nämlich eine vollkommene, entsteht beim Ausfall einer Hauptstütze, und es ist deshalb naheliegend, das Problem der Pfahlbettung und des Stützenausfalls miteinander zu verknüpfen.

Zwängungen

Die Tragkonstruktion mit den elastisch gebetteten Pfählen ist ein hochgradig statisch unbestimmtes System. Bei den grossen Abmessungen der unisolierten Brücke und dem monolythischen steifen Rahmensystem entstehen neben der Pfahlbettung weitere grosse Zwängungen aus Temperaturdifferenzen, Schwinden und Verkürzung durch Vorspannung. Diese Zwängungen erreichen bei der Tragkonstruktion des Bahnhofs Luzern eine Grössenordnung, die berücksichtigt werden muss.

Gebrauchs- und Tragfähigkeit

Der Entwurf zur neuen SIA-Norm 160 (Einwirkungen auf Tragwerke) unterscheidet im Kapitel 3 (Berechnung und Bemessung) klar zwischen Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit. Beim Bahnhof werden für den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit alle Beanspruchungen inkl. Zwängungen exkl. ausserordentliche Einwirkungen auf dem Niveau der Gebrauchslasten superponiert. Die volle elastische Abdeckung aller Beanspruchungen auf der Basis von zulässigen Spannungen wird dabei erfüllt.

Der durch Zwängungen verursachte Spannungszustand wird mit höherem Beanspruchungsgrad durch Rissbildung stark abgebaut. Die Zwängungen sind deshalb unter den Voraussetzungen der erfüllten Gebrauchsfähigkeit für den Nachweis der Tragfähigkeit vernachlässigt.

Optimierter Sicherheitsplan

Der Sicherheitsplan für den Stützenausfall geht davon aus, dass die Brücke mit einer Restsicherheit von $\gamma = 1{,}10$, die von 18 m auf 36 m vergrösserte Stützweite überspannen kann. Die für die Abdeckung der Gebrauchsfähigkeit geschaffenen Tragfähigkeitsreserven können nun für die Abdeckung der Tragfähigkeit unter dem ausserordentlichen Lastfall Stützenausfall aktiviert werden.

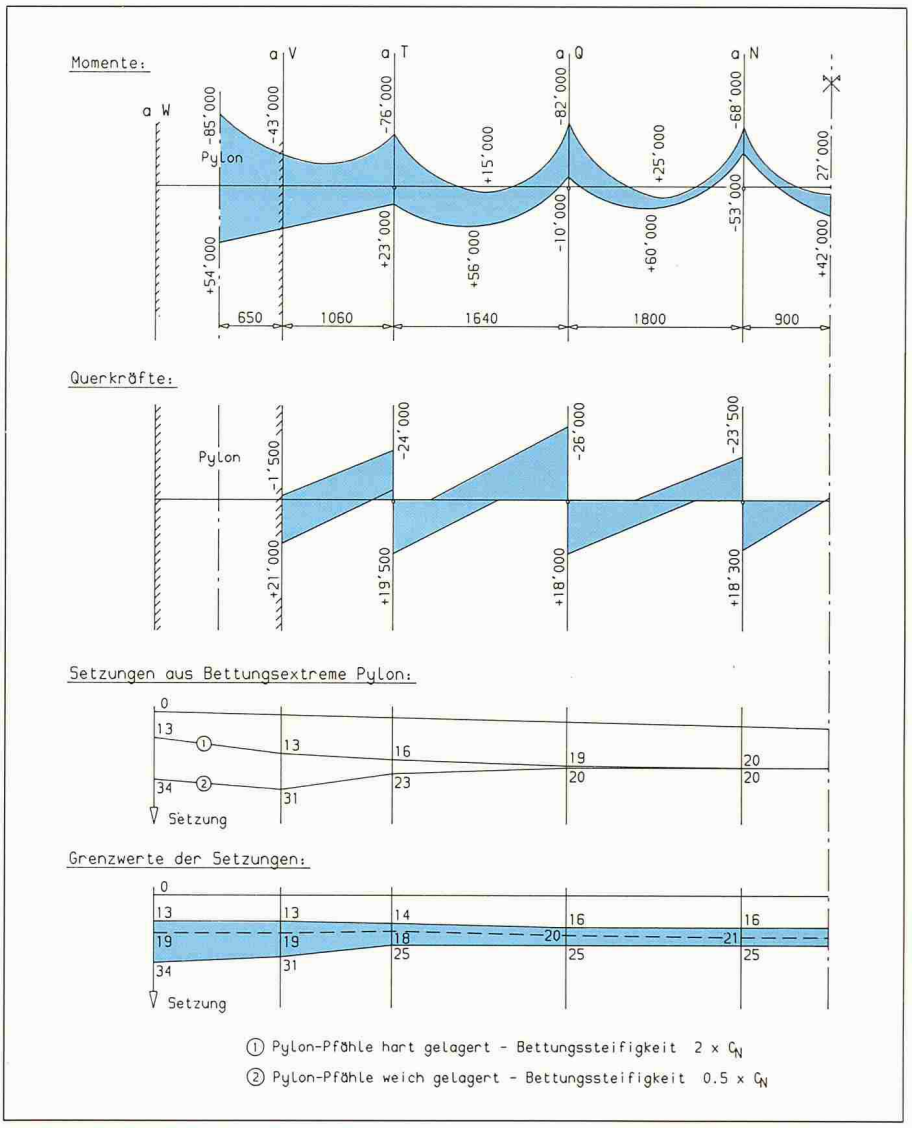


Bild 9. Grenzwerte aus Hauptlasten und Pfahlbettung $\gamma = 1{,}0$

Massgebend für die Bemessung der Brücke sind die Querkräfte unter Stützenausfall, welche die Dicke der Stege und der anschliessenden Platten bestimmen. Durch die Bemessung auf derart hohe Querkräfte ist die Brücke in der Lage, auch im Gebrauchszustand grosse Lastdifferenzen zwischen den Hauptstützen zu übertragen, d.h. weiche Pfähle zu überbrücken. Die Länge der Hauptpfähle wurden nun soweit zurückgenommen, bis diese Reserve aus dem Lastfall «Stützenausfall» auch im Gebrauchszustand ausgeschöpft ist. Damit werden die Mehraufwendungen für die Querkraftbemessung auf Stützenausfall zu einem grossen Anteil durch Minderlängen der Pfähle wieder eingespart.

Die Zielsetzung eines optimierten Sicherheitsplans, nämlich die sich aus dem Nutzungsplan ergebenden Anforderungen für die Gebrauchsfähigkeit beim Nachweis der geforderten Tragfähigkeit zu nutzen, wurde damit erfüllt. Die Analyse ähnlicher komplexer Tragkonstruktionen zeigt, dass das Beispiel des Bahnhofs Luzern diesbezüglich kein Einzelfall ist.

Lastabtrag unter Stützenausfall

Torsion

Aufgrund der hohen, an den Hauptstützen aufnehmbaren Anprallasten wäre der Ausfall nur einer der beiden in einer Hauptachse liegenden Stützen zulässig. Beim Ausfall nur einer Stütze entsteht im Brückenträger ein komplexer Beanspruchungszustand aus Biegung, Wölb- und St. Venant-Torsion. Bei Aufnahme des zugehörigen, zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes notwendigen Torsionsmomentes, könnte das zusätzliche Biegemoment aus dem Stützenausfall auf beide Brückenstege verteilt werden. Für die Einleitung dieses Torsionsmomentes in den Brückenquerschnitt wäre jeweils an der Ausfallstelle eine Querscheibe im Ka-

stenträger erforderlich. Nun wird das Innere des Brückenträgers als Restaurantküche und für Hausinstallationen genutzt, so dass nur noch kleine Reste von solchen Querschotten angeordnet werden können (Bild 12). Diese Rahmenaussteifungen genügen gerade noch, um die Torsionsmomente aus dem Hochbau in die Hauptstützen abzutragen.

Ein Verträglichkeitsansatz zeigt, dass mit der kleinen verbleibenden Torsionssteifigkeit nach St. Venant der Anteil der aktivierbaren Wölbtorsion gerade noch 14% von Q_{acc} übernehmen kann. Unter diesen Voraussetzungen ist es wirtschaftlicher und konsequent, den Ausfall einer Hauptstütze ohne Torsionsanteil mit Zusatzbiegung und Querkraft in einem Brückensteg zu übernehmen. Daraus resultiert für beide Stege je eine unabhängige Ausfallmöglichkeit, so dass letztlich beide Stützen in einer Achse ausfallen könnten.

Längsbeanspruchung

Unter der Modellbildung einer torsionsfreien Aufnahme des Stützenausfalls im Brückenträger, wird der einzelne Brückensteg nur zusätzlich durch Biegung und Querkraft in Längsrichtung beansprucht. Für den Nachweis einer genügenden Restsicherheit unter Stützenausfall werden Eigenlasten, volle Nutzlasten, Wind und Zusatzbeanspruchung aus Stützenausfall überlagert.

Bild 13 zeigt die Momenten- und die Querkraftfläche unter den Hauptlasten und darüber die überlagerten Grenzwerte aus den möglichen Stützenausfällen ($\gamma = 1{,}10$). Die Windbeanspruchung aus Rahmenwirkung ist bedeutungslos, aber in den Grenzwerten enthalten. Zusätzlich sind die Grenzwerte aus Hauptlasten + Zwängungen + Wind eingezeichnet. Dieser für die Gebrauchsfähigkeit massgebende Lastfall ist zum Vergleichen auf analogem Lastniveau mit dem Faktor $\gamma = 1{,}5$ aufgetragen.

Massgebend für die Dimensionierung der Brücke sind die Querkräfte. Auf dem vergleichbaren Bemessungsniveau ($\gamma = 1{,}5$ resp. $\gamma = 1{,}10$) sind die Querkraft-Grenzwerte für die Gebrauchs- und die Tragfähigkeit in etwa gleich gross. Diese gleiche Grössenordnung der massgebenden Bemessungsgrössen ist nicht zufällig, sondern sie ist vielmehr Bestandteil des bereits erläuterten optimierten Sicherheitskonzeptes, die Bemessungsreserven aus der Gebrauchsfähigkeit für eine genügende Tragfähigkeit zu nutzen. Bezüglich der Querkräfte wurde dies erreicht, indem die Länge resp. Steifigkeit der Pfähle auf die maximal zulässigen Zwängungsquerkräfte unter Gebrauchslast ausgelegt wurden.

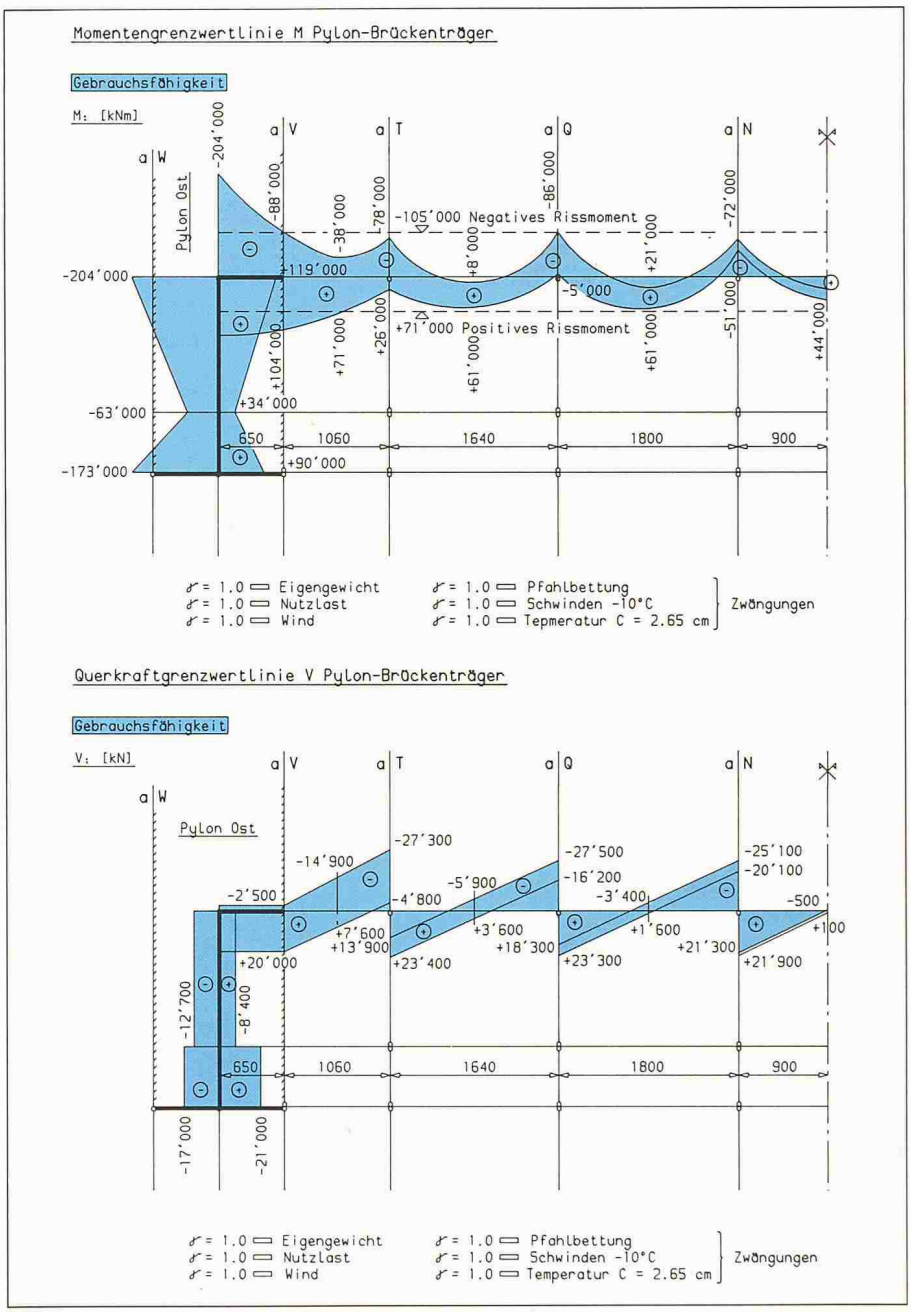
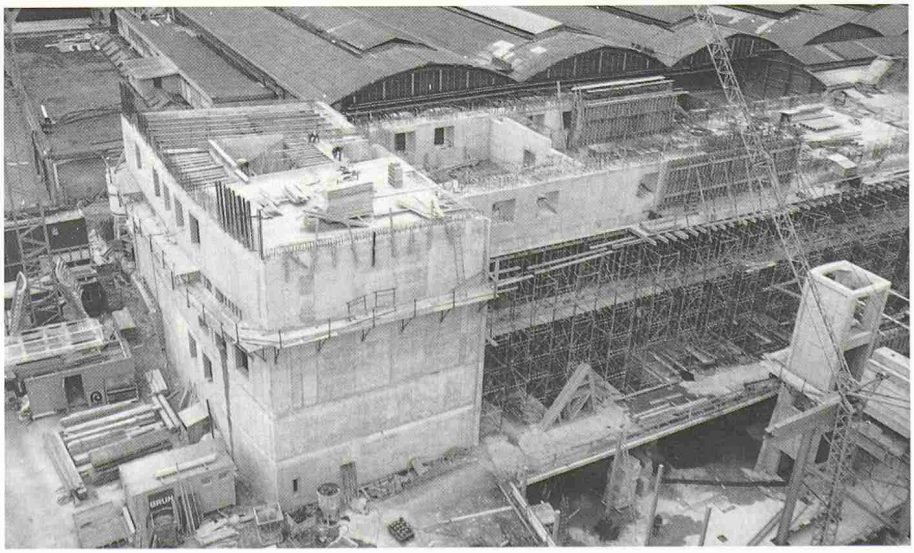


Bild 10. Grenzwerte der überlagerten Zwängungen

Bild 11. Kasten des Brückenquerschnitts im Bauzustand (Foto E. Kneubühler, Kriens)



Aufgabe des Prüfingenieurs

Grundlagen

Die Planvorlageverordnung des Bundes schreibt vor, dass für Bauten unter und über Bahnanlagen eine sicherheitsorientierte Prüfung durchgeführt werden muss. Bisher führten die SBB diesen Auftrag meist selbst aus mit ihrem eigenen Ingenieurbüro für statisch-konstruktiven Ingenieurbau, also mit der Sektion Brückenbau. Im besonderen Fall des Bahnhofneubaues in Luzern gestaltet sich die Prüfingenieuraufgabe so komplex und umfangreich, dass die SBB den Beizug eines externen Experten beschlossen. Die Auswahl des Prüfingenieurs erfolgte aufgrund eines Wettbewerbes unter fünf ortsansässigen Ingenieurbüros.

Auftrag

Der Prüfingenieur hat hierzulande keine grosse Tradition wie etwa in unseren Nachbarländern; seine Aufgabe und Verantwortung ist nicht allgemeinverbindlich geregelt, schon gar nicht genormt und auch nicht durch laufende Usanz im Rahmen der Regeln der Baukunst festgelegt.

Es galt also erst einmal, den Prüfingenieurauftrag genau zu fassen. Dabei war von Anfang an klar, dass den projektierenden Ingenieuren nicht die Verantwortung für richtige Statik und saubere konstruktive Durchbildung abgenommen werden durfte. Auch durfte das schon recht enge Terminkorsett des Planungs- und Bauablaufes keine zeitli-

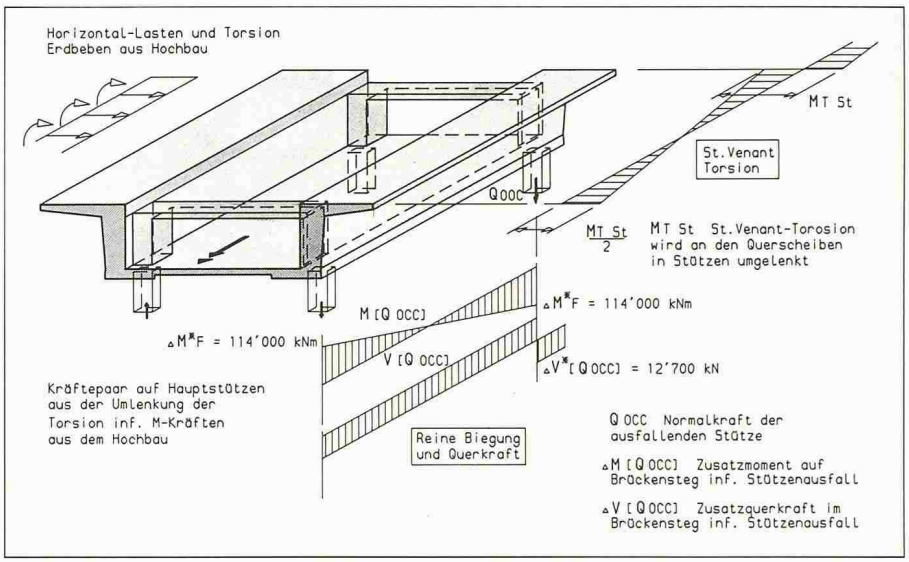


Bild 12. Lastabtrag unter Stützenausfall

Bild 13. Grenzwerte für den Nachweis der Tragfähigkeit mit Vergleich der Einwirkungen aus Gebrauchsfähigkeit auf dem gleichen Lastniveau

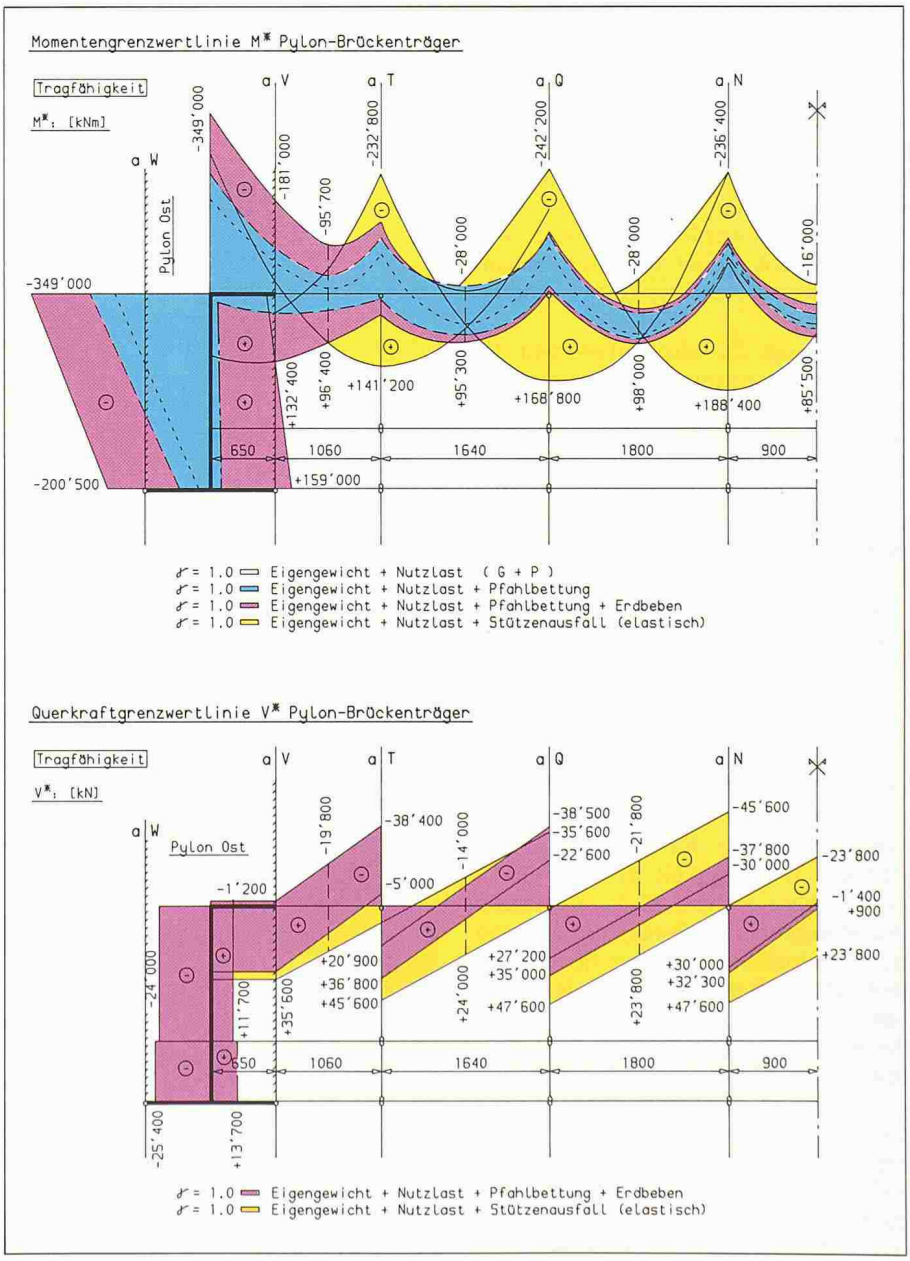
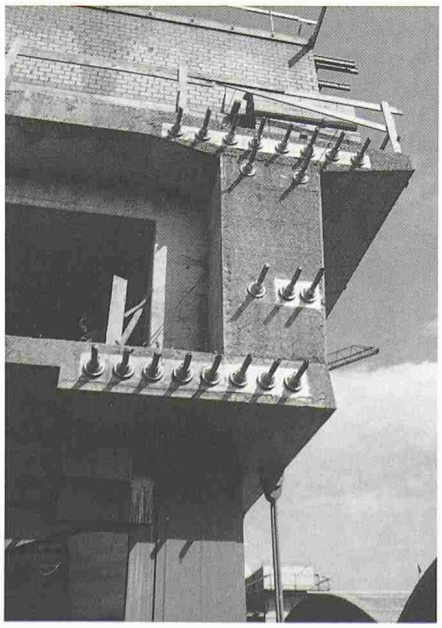


Bild 14. Brückenquerschnitt mit auf Querkraft bemessenem Steg und zentrischer Vorspannung (Foto E. Kneubühler, Kriens)



che Verzögerung erfahren. In einem Pflichtenheft wurde die Aufgabe umschrieben:

Es ist eine dreistufige Prüfung durchzuführen; vorerst die Prüfung der Konzepte, dann die Prüfung der Bauprojekte und schliesslich, soweit vorgeschrieben, die detaillierte Prüfung der Ausführungsprojekte. Neben der Tragfähigkeit ist in erster Linie grösstes Gewicht auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktionen zu legen, daneben ist auch die Wirtschaftlichkeit zu beachten.

Ablauf der Prüfarbeiten

Aus dem Aufgabenbeschrieb ist unschwer ersichtlich, dass das Schwergewicht der Prüfarbeit auf die erste Phase, also die Prüfung der statisch-konstruktiven Konzepte, fiel. Zu diesem Zeitpunkt ist auch das Aufwand-Nutzen-Verhältnis eindeutig am günstigsten.

Im Fall des Bahnhofes Luzern wurden vorerst die Einwirkungen, Gefährdungsbilder und Modellbildungen mit den projektierenden Ingenieuren und den ebenfalls fachkundigen Bauherrenvertretern eingehend durchdiskutiert. Besondere Randbedingungen des Bahnbetriebs, Grösse und Bedeutung des Bauvorhabens und seine exponierte Lage wurden ebenso in die Überlegungen einbezogen wie die Tatsache, dass der Bauherr traditionell grosses Gewicht legt auf höchste Langzeit-Anforderungen und Unterhaltsfreundlichkeit.

Auch die Umbruchsituation der Belastungsnormen, wo gerade die Diskussionen um die Neufassungsentwürfe wogten, wirkte kräftig in diese Prüfphase hinein. Die beiden folgenden Phasen, die Prüfung der Bau- und der Ausführungsprojekte, stellten dann eher die Routinearbeit dar, obwohl die Kontrollen natürlich nicht unbedingt als Nachrechnungen, sondern vielmehr als Plausibilitätsberechnungen durchgeführt wurden. Immerhin bestand auch in diesen Phasen, dank laufenden Projektanpassungen und -verbesserungen, dank oftmals unkonventionellen Lösungen, wegen des Termindruckes und auch infolge kaum ganz zu vermeidenden Ausführungsfehlern und Abweichungen, nie die Gefahr, dass Langeweile aufkommen konnte.

Bilanz der externen Prüfung

Die besondere Herausforderung der Prüfingenieuraufgabe beim Bahnhofneubau in Luzern lag darin, dass bei vielen Problemstellungen nicht auf normierte Anforderungswerte und Angaben zurückgegriffen werden konnte. Die Frage des angemessenen Aufwandes für eine angemessene Tragwerkssicherheit musste oftmals ausdiskutiert und letztlich entschieden werden. Obwohl die Meinungen der verschiedenen Beteiligten etwa gar nicht immer von Anfang an übereinstimmten, ist es dabei gelungen, in sämtlichen Fragen einen allseitigen Konsens herbeizuführen.

Adressen der Verfasser: *P. Roos*, dipl. Bauing. ETH, Adjunkt SBB Brückenbau Kreis II, 6002 Luzern, *H. Berchtold*, dipl. Bauing. ETH, Projektleiter Bauingenieurgemeinschaft Bahnhof Luzern c/o Emch + Berger Zug + Luzern AG, Gribraltarstrasse 24,6004 Luzern, und *J. Müller*, dipl. Bauing. ETH, Prüfing. Gemeinschaft Schubiger AG und Dr. Ritz c/o Schubiger AG, Weinmarkt 9, 6004 Luzern.

Dimension des Ortes

Ausstellung Campi, Pessina, Piazzoli in der ETH-Hönggerberg

«Der Architekturberuf ist ein Beruf für reifere Leute. Bessere Aufträge bekommt man erst, wenn man fünfzig wird. Es mag sein, dass das mit der Erfahrung zu tun hat. Wir sind heute älter, etwas glaubwürdiger, weniger revolutionär und ruhiger geworden», diese Worte kommen aus dem Munde von Prof. Mario Campi, Professor an der ETH Zürich. Er führt ausserdem ein Architekturbüro mit Pessina und Piazzoli in Lugano. Piazzoli ist inzwischen zum Direktor des Amtes für Bundesbauten ernannt worden. An der ETH-Hönggerberg ist zur Zeit eine sehr gut präsentierte Ausstellung über die Arbeiten des Büros zu sehen, organisiert vom «gta» (Institut für Geschichte und Theorie der Architektur). Campi wird manchmal als Richard Meier des Tessins bezeichnet, da seine Bauten Amerikanismen, Ähnlichkeiten und Parallelen mit denen des amerikanischen Stararchitekten besitzen. Campi glaubt aber vielmehr, dass sie mit grosser Aufmerksamkeit und Leidenschaft zu den lombardischen Meistern hinübergeschaut haben. Sie sind ihnen nicht nur kulturell, sondern auch physisch viel näher. Die Dimension eines Ortes und die Kultur der Heimat sind Bedingungen für seine Architektur. Das Tessin ist das letzte Stück Lombardei, das sich in die Alpen hineinzieht. Deswegen schauen sie auf die grossen Meister der italienischen Moderne wie *Giuseppe Terragni, Lingeri, Cattaneo, Pollini, Figini,* aber auch *Moretti* und *Libera.* Trotzdem lassen die zehn Jahre Lehre von Campi in den USA mit Sicherheit ein Sediment einer Beeinflussung zurück. Campis Generation besteht aus Jüngern einer grossen Triade: *Corbusier, Wright, Mies.*

Die Gebäude von Campi sind durch die Landschaft, das Klima, die Baumaterialien, die Konstruktionsverfahren, die funktionalen Anforderungen und die Lebensgewohnheiten der Bewohner geprägt; auch durch die Ideologie, die Politik, die Technik, die Kunst und die Kultur. Seine Häuser versuchen eine Antwort zu geben auf den Ort, auf dem sie zu stehen haben. Sein Lieblingshaus, die Casa Felder, steht als Villa in der Tradition, die Ähnlichkeit hat mit den strahlend weissen Kuben der Moderne. Sein Hauptthema ist das Aussen und das Innen. Der strenge Kubus ist zuallererst nach innen orientiert, zum Hof, von dort geht der Blick gefiltert durch die Stützen der vierten Hofseite nach aussen, auf den See, auf die Stadt. Das Weiss, das Reine hat eine präzise Anspielung auf die Moderne.

Campis Architektur zielt vor allem auf das Ergebnis einer spannungsreichen Wechselwirkung der ordnenden Elemente, Baukörper und Proportionslinien sowie der horizontal und vertikal freien Organisation der Räume und Verkehrswege. Er versteht die Bedeutung der Architektur als Manifestation einer Geisteshaltung im Sinne einer sozialen, kulturellen, ästhethischen und moralischen Dimension in der Öffentlichkeit für den Menschen, für die Gesellschaft deutlich zu machen. Er gestaltet Formen des Lichts im Wechsel des Massstabes in Bewegung, Ruhe und in sich ändernden Perspektiven auf der Suche nach Klarheit. Seine Gebäude strahlen eine Noblesse, eine Eleganz und gelegentlich eine ans Lässige grenzende Lockerheit und eine ganz besondere Wohnkultur aus. Das Geheimnisvolle und Spannende alter Architektur ist bei seinen Bauten nicht verloren gegangen. Seine Einfälle bekommt er beim Entwerfen, der angestrengtesten Arbeit, die man sich vorstellen kann. Die Muse der Inspiration gibt es auch in der Natur nicht. Er behauptet, der einzige inspirierende Moment ist die harte, kontinuierliche, energische Arbeit am Entwurf. Über vertiefter Arbeit erobert man die besten, die kreativsten Ideen, über die kontinuierliche Arbeit und über die Leidenschaft zur Disziplin kommt man zur guten Architektur. Es lohnt sich die Ausstellung zu besichtigen. Sie dauert bis 20. Mai 1988, ETH, Hönggerberg HIL, Architekturfoyer.

Lore Kelly