Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 78 (1960)
Heft: 42

Artikel: Die Maracaibobrücke in Venezuela (Ausführungsprojekt)
Autor: Hofacker, Heinrich
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-64971

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: 03.01.2026

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

Die Maracaibobrücke in Venezuela (Ausführungsprojekt)

DK 624.21 : 624.012.47 (Venezuela)

Von **Heinrich Hofacker,** dipl. Ing., Zürich

I. Allgemeines

Etwa eine Flugstunde nordwestlich von Caracas und ebensoweit vom Panamakanal entfernt liegt die venezolanische Stadt Maracaibo, in unmittelbarer Nähe des karaibischen Meeres. Wenige Kilometer östlich der Stadt dringt das Meer etwa 200 km ins Landesinnere ein und bildet so den Maracaibosee, einen Brackwassersee mit einer Fläche von rd. 16 800 km². Mit der Entdeckung reicher Erdölvorkommen direkt unter dem See nahm das Gebiet einen lebhaften wirtschaftlichen Aufschwung, und heute stellt das Erdöl, das durch die vielen Bohrtürme am hinteren Ende des Maracaibosees gefördert wird, eine der Haupteinnahmequellen Venezuelas dar. Die geringe Seetiefe von nur 12 bis 15 m erlaubt es, dass die Oeltanker bis zu den Bohrtürmen fahren können und somit den Maracaibosee auf die ganze Länge durchmessen. Der ungefähr 80 km breite See verengt sich kurz vor dem Austritt ins offene Meer auf knapp 9 km. An dieser Stelle stösst die Küstenstrasse Maracaibo—Caracas von beiden Seiten her an den See, und sämtliche Fahrzeuge mussten bis anhin auf Autofähren verladen werden, wollte man nicht den Maracaibosee umfahren und so die Reisestrecke um etwa 400 km verlängern.

Im Rahmen eines grossangelegten Strassenbauprogrammes, noch aus der Zeit des Präsidenten Jimenez stammend, sollte die Provinzhauptstadt Maracaibo, zugleich zweitgrösste Stadt Venezuelas, durch eine kürzere Strassenverbindung der Hauptstadt Caracas nähergebracht und der Maracaibosee an seiner engsten Stelle überbrückt oder untertunnelt werden. Auf Grund eines internationalen Projektwettbewerbes in mehreren Stufen wurde 1957 dem Sieger, Prof. Dott.-Ing. *Riccardo Morandi,* Rom, der Auftrag erteilt, das Ausführungsprojekt, eine Strassen- und Eisenbahnbrücke aus Spannbeton, auszuarbeiten, in Zusammenarbeit mit dem venezolanisch-deutschen Unternehmerkonsortium Precomprimido CA — J. Berger AG., dem die örtliche Bauführung untersteht. Als Experten für die Statik und Konstruktion der Brücke wurden von der venezolanischen Regierung Prof. Dr. *P. Lardy* (†), Prof. *G. Schnitter* und Prof. Dr. *F. Stüssi,* ETH, Zürich, ernannt.

Nach mehr als zweijähriger Projektierungsarbeit, unterbrochen durch die politischen Ereignisse in Venezuela, die unter anderem zur Folge hatten, dass die neue Regierung auf das Eisenbahntracé verzichtete, ist nun vor einigen Monaten das Ausführungsprojekt, eine Strassenbrücke mit vier Fahrspuren von 3,60 m und beidseitigem Gehweg von 0,90 m, zum endgültigen Abschluss gelangt, und der Schreibende möchte an dieser Stelle seinem ehemaligen Chef, Herrn Prof. Morandi, für seine freundliche Erlaubnis zur Veröffentlichung des Projektes in der SBZ danken. Bereits 1957 hatte Prof. Morandi anlässlich eines Vortrages, den er im Schosse der S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau hielt, auf das erste Projekt der Maracaibobrücke hingewiesen (vgl. SBZ 1957, Heft 10, S. 153), und es dürfte deshalb von allgemeinerem Interesse sein, im gegenwärtigen Zeitpunkt über das Ausführungsprojekt orientiert zu werden, um so mehr als es noch Jahre dauern wird bis zu einer Publikation über die vollendete Brücke. Die Bauarbeiten sind vor Jahresfrist offiziell begonnen worden, und man hofft, das Bauwerk 1963 dem Verkehr übergeben zu können.

II. Das Ausführungsprojekt

1. Generelle Disposition

Von der venezolanischen Regierung, dem Bauherrn der Maracaibobrücke, war die Bedingung aufgestellt, fünf schiffbare Oeffnungen mit einem Lichtraumprofil von je 200 × 45 Meter zu schaffen, damit der intensive Verkehr der Oeltanker reibungslos abgewickelt werden kann. Diese Oeffnungen waren mit Rücksicht auf die Schiffahrtsrinne etwa 2,2 km von Punta Piedras, dem westlichen Ufer, anzuordnen. Die sich beidseits an die Mittelöffnungen anschliessenden Rampen durften ein Längsgefälle von höchstens 2,5 % aufweisen.

Ausgehend von Punta Piedras gliedert sich das Ausführungsprojekt, 135 Oeffnungen mit einer Totallänge von 8678,60 m, in folgende Abschnitte (vgl. Bild 1):

1	Oeffnung von	22,60 m	total	22,60 m
2	Oeffnungen von	46,60 m		93,20 m
1	Uebergangsöffnung von	65,80 m		65,80 m
15	Oeffnungen von	85,00 m		1275,00 m
1	Uebergangsöffnung von	160,00 m		160,00 m
5	Oeffnungen von	235,00 m		1175,00 m
1	Uebergangsöffnung von	160,00 m		160,00 m
11	Oeffnungen von	85,00 m		935,00 m
1	Uebergangsöffnung von	65,80 m		65,80 m
77	Oeffnungen von	46,60 m		3588,20 m
20	Oeffnungen von	36,60 m		732,00 m
	Damm			406,00 m
135	Oeffnungen		total	8678,60 m

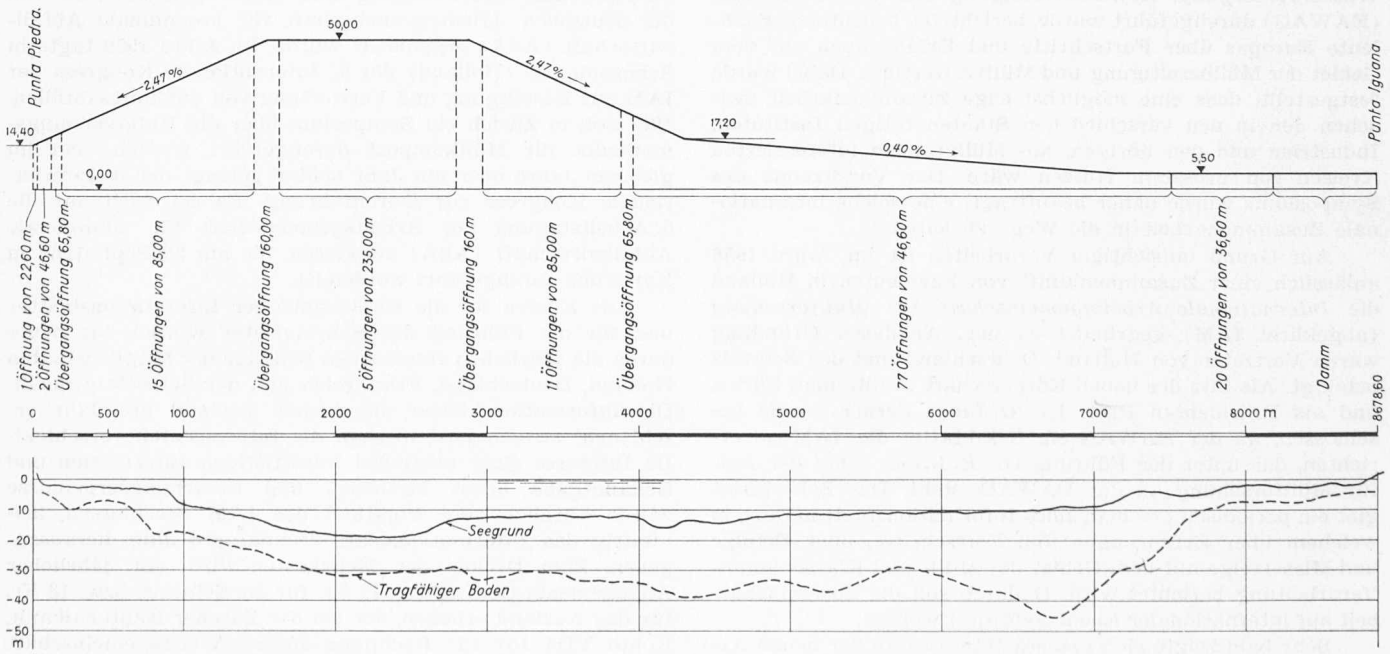


Bild 1. Allgemeines Längenprofil (Längen 1:50 000, Höhen 1:2500) und Seegrundverhältnisse

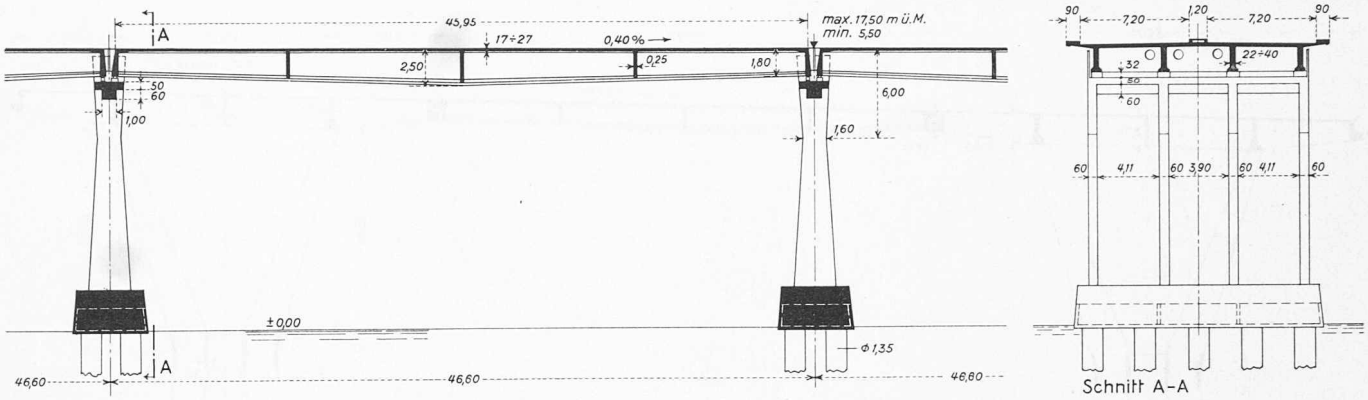


Bild 2. Oeffnungen von 46,60 m, Längs- und Querschnitt 1:500

Das Gemeinsame an allen Oeffnungen, unabhängig von ihrer Grösse, ist die Gliederung des Ueberbaues in eine Pfeilerkonstruktion und einen Einhängeträger. Die Pfeilerkonstruktionen, bei den grösseren Oeffnungen statisch unbestimmte Rahmenkonstruktionen, stehen auf Pfahlkopfplatten und geben die Lasten über Pfahlroste von Ramm- oder Bohrpfählen grosser Pfahlkraft auf den festen Untergrund ab. Auf diese Weise wird die Brücke, äusserlich wenigstens, statisch bestimmt und somit unempfindlich gegen ungleiche Setzungen der Fundationen und gegen Temperaturschwankungen im Ueberbau.

Die scheinbare Willkür in Anordnung und Grösse der einzelnen Oeffnungen ist in Wirklichkeit eine Folge strenger Gesetzmässigkeit der Gesamtkonzeption. Für einen Bau dieser Grösse war es von ausschlaggebender Bedeutung, mit einem Minimum an Konstruktionselementen auszukommen, um so die Rationalisierung und Vorfabrikation möglichst weit treiben zu können. Für das gesamte Bauwerk wurden lediglich zwei Typen von Einhängeträgern verwendet, ein kleinerer von 35,95 m für die 36,60-m-Oeffnungen, und ein grösserer von 45,95 m Trägerlänge für alle andern Oeffnungen. Auch für die Pfeilerkonstruktionen im Bereich der Zufahrtsrampen zu den Mittelöffnungen konnte, unabhängig von der Kote der Fahrbahnoberkante, stets die gleiche Stützenform beibehalten werden, was namentlich in der Schalung und Armierung zu Vereinfachungen führen wird.

2. Grundlagen der Projektierung

2.1 Projektierungsnormen

Für die Projektierung der Maracaibobrücke gelangten im allgemeinen die italienischen Normenbestimmungen für Bauten aus Eisenbeton und Spannbeton zur Anwendung, mit Ausnahme der Verkehrslasten, für die als Folge der in Mittel- und Südamerika häufig verkehrenden Fahrzeugtypen Nordamerikas die Belastungsnormen der USA (Higway-standard-specifications) als massgebend erklärt wurden.

Im einzelnen, teilweise davon abweichend, wurde festgesetzt: Für die im Längs- und Quersinn den Ueberbau treffenden *Windkräfte* wird bei unbelasteter Brücke mit $w_1 = 250$ kg/m², bei belasteter Brücke (einschl. Verkehrsband von 2,00 m Höhe) mit $w_2 = 150$ kg/m² gerechnet. Ausserdem wird das Verhalten der 235-m-Oeffnungen unter Windangriff am Modell im Windkanal studiert. Als *Bremskräfte* werden $^1/_5$ der totalen Verkehrslast ohne Schwingbeiwert eingesetzt. Ausgehend von den in Maracaibo sehr geringen *Temperaturschwankungen* zwischen Tag und Nacht einerseits, Winter und Sommer anderseits gilt folgende Regelung: Für alle Bauteile werden die Auswirkungen eines Temperaturgradienten von 5° C über die Fahrbahnplatte rechnerisch verfolgt, ausserdem für die Pfeilerkonstruktion der 85-m-Oeffnungen ein Temperaturspiel von ± 10° C, für diejenige der 235-m-Oeffnungen eine Erwärmung des Zugbandes von 20° C bezüglich der übrigen Konstruktion vorausgesetzt. Das *Schwinden* des Betons wird einer Abkühlung von 18° C gleichgesetzt.

Unter Berücksichtigung des ungünstigsten Zusammenwirkens sämtlicher Belastungsfälle sind folgende durch die italienischen Normen zugelassenen Maximalspannungen eingehalten worden: Der für vorgespannte Bauteile zur Verwendung gelangende Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von 450 kg/cm² nach 28 Tagen darf auf Druck kurzfristig (während der Montage) höchstens auf 189 kg/cm², bei Gebrauchslast höchstens auf 144 kg/cm² beansprucht werden. Für den verwendeten Stahldraht St 150/170 aus basischem SM-Stahl mit 0,8 % C-Gehalt und einem Durchmesser von 7 mm dürfen nach italienischer Vorschrift die Anfangsspannung nicht mehr als 12 000 kg/cm², die Endspannung nach Abzug sämtlicher Verluste (infolge Kriechen und Schwinden des Betons, Relaxation des Stahls, Reibungsverluste) nicht mehr als 9000 kg/cm² betragen. Diese letzte Zahl stimmt auch gleichzeitig ungefähr mit der Relaxationsgrenze für den verwendeten St 150/170 der Lieferfirma Felten & Guilleaume überein, die durch einige Versuchsreihen dieses plastische Verhalten gespannter Stahldrähte untersucht hat (vgl. *F. Stüssi,* Zur Relaxation von Stahldrähten, IVBH-Abh. Bd. 19, 1959).

2.2 Vom Bauherrn aufgestellte Bedingungen

Für den Fall kriegerischer Ereignisse durfte der Bruch eines Bauelementes nicht den Einsturz der gesamten Brücke zur Folge haben. Es war deshalb für alle Pfeilerkonstruktionen und Fundationen der Bruch eines Einhängeträgers zu berücksichtigen, der meistens grössere Beanspruchungen nach sich zog, als bei Belastung durch Verkehrslast in ungünstigster Anordnung. Schliesslich waren drei Wasserleitungsrohre ϕ 65 cm über die ganze Brückenlänge zu führen, was neben zahlreichen konstruktiven Schwierigkeiten eine Erhöhung der Nutzlast um etwa ¼ mit sich brachte.

2.3 Vorspannsystem

Zur Anwendung gelangte das *System Morandi* mit 70-t-Kabel für die Vorspannung der Haupt- und Querträger, und 35-t-Kabel für die Quervorspannung der Fahrbahnplatte. Die Spannkabel bestehen allgemein aus einer durch drei teilbaren Zahl von Spanndrähten, da bei der Verankerung immer drei Drähte zusammengefasst und gespannt werden. Aehnlich wie beim System Freyssinet erfolgt die Verankerung dieser drei Drähte durch Reibung zwischen einem Konus und einem Gegenstück, aber hier bestehen beide Verankerungsteile aus Stahl, und die Verankerungskraft wird auf statisch bestimmte Weise übertragen. Eine Verankerungsstelle für ein 70-t-Kabel besteht somit aus sechs Ankerköpfen mit 18 Drähten, die die Spannkraft über eine Stahlplatte auf den Beton abgeben. Das System Morandi erlaubt eine feine Abstufung der Spannkraft, indem einem Kabel je nach Bedarf Gruppen von drei Drähten beigefügt oder entzogen werden können (Bild 7).

III. Die einzelnen Brückenabschnitte

1. Die kleinen Oeffnungen von 36,60 und 46,60 m

1.1 Allgemeines

Beiden Brückenabschnitten gemeinsam ist statisches System, konstruktive Durchbildung und Montageart, weshalb eine gemeinsame Beschreibung als gegeben erscheint. Für die Projektierung hatte man sich stets vor Augen zu halten, dass

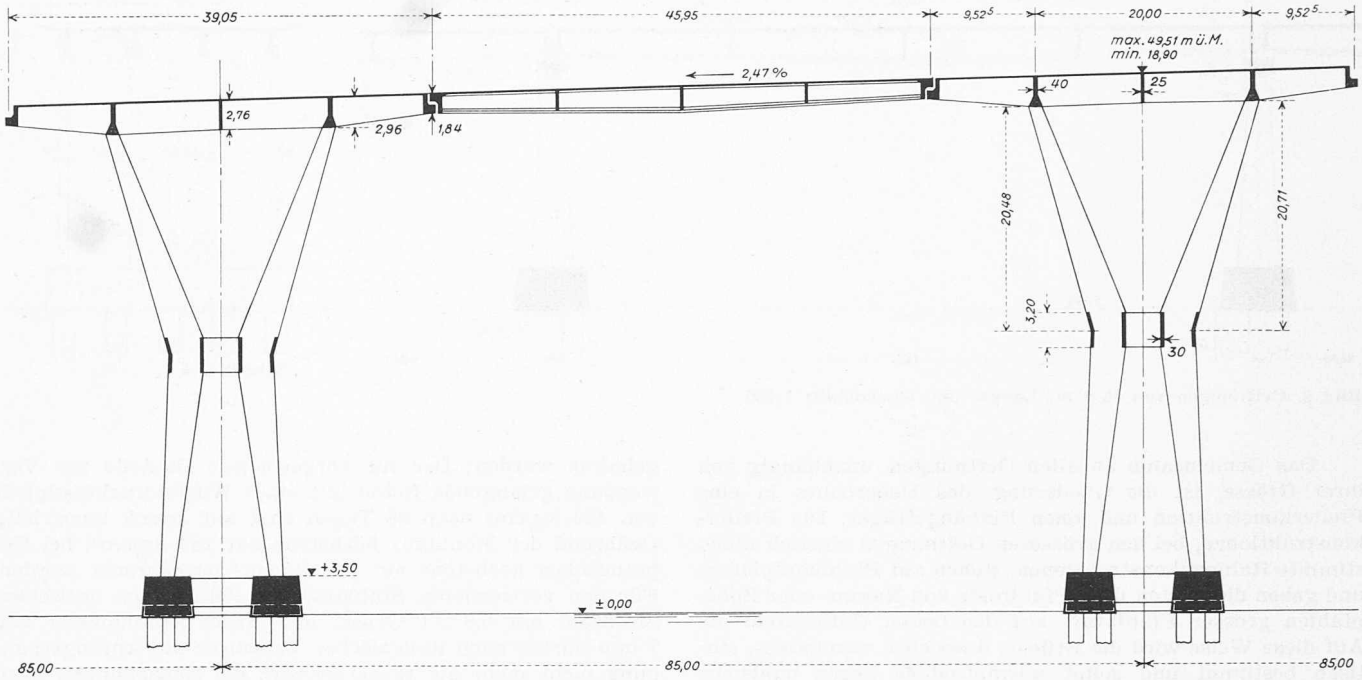


Bild 3. Oeffnungen von 85,00 m, Längsschnitt 1:700

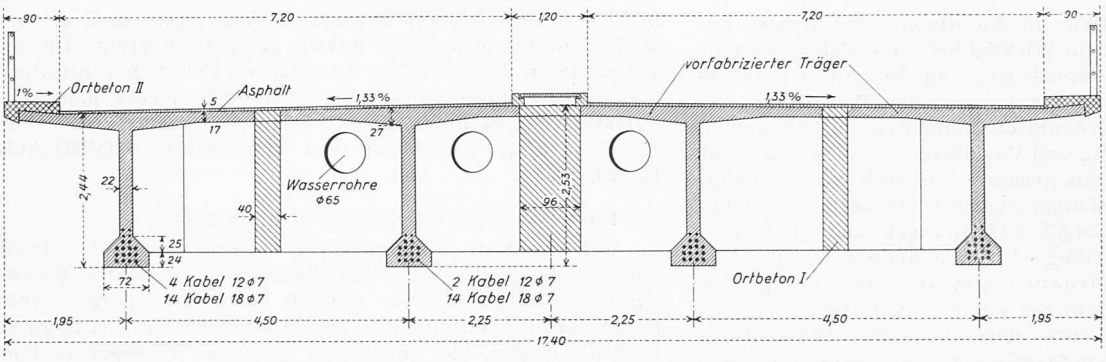


Bild 6. Einhängeträger von 45,95 m in der 85-m-Oeffnung, Querschnitt 1:120. Rechtsfallende Schraffur bedeutet, abgesehen vom Plattenbereich, Ansichtsfläche Ortbeton

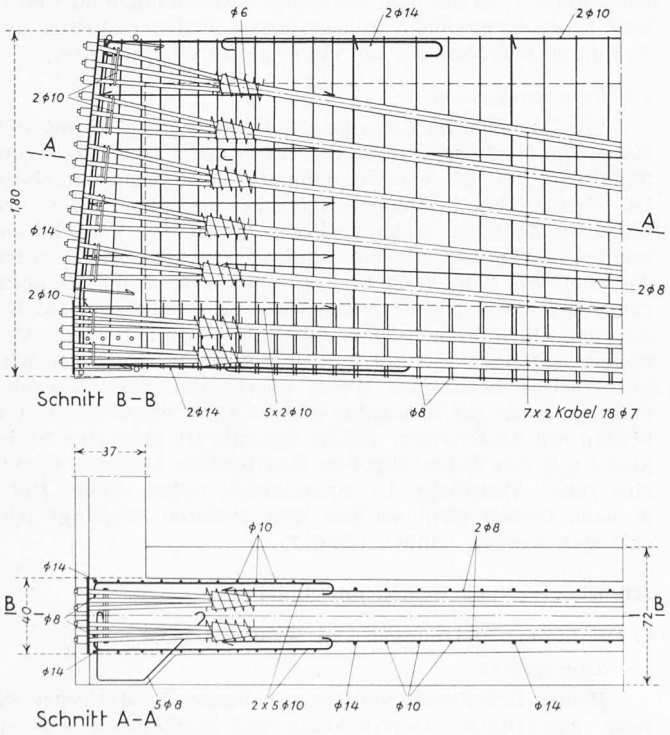


Bild 7. Einhängeträger von 45,95 m, Verankerungszone der Aussenträger, Masstab 1:40

dieser Abschnitt mit einer Länge von über 4 km mehr als die Hälfte der Gesamtbrückenstrecke zwischen Punta Piedras und Punta Iguana einnimmt, und dass demzufolge jede technisch zu verantwortende Einsparung pro Oeffnung in Wirklichkeit hundertmal grösser sein würde.

1.2 Querschnittsausbildung (Bild 6)

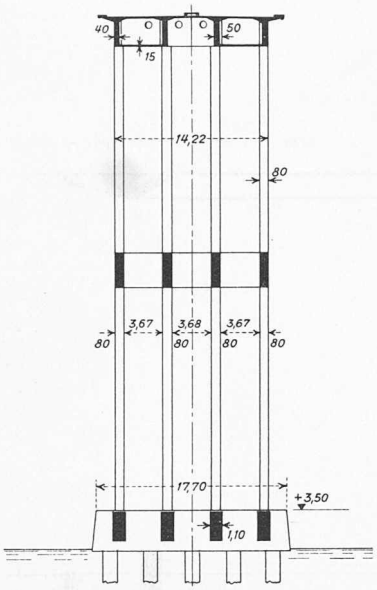
Für das Ausführungsprojekt der 35,95- und 45,95-m-Träger wurde ein Rippenquerschnitt mit vier Stegen von je 22 cm Stärke gewählt. Die quervorgespannte Fahrbahnplatte von 17 bis 27 cm Stärke liegt im Quergefälle von 1,33 %, darüber wird ein bituminöser Belag von total 5 cm gegossen. Die max. Hauptträgerhöhe in Feldmitte beträgt beim 35,95-m-Träger 2,00 m, beim 45,95-m-Träger 2,50 m, womit sich in beiden Fällen ein Schlankheitsverhältnis von rd. $^1/_{18}$ ergibt. Pro Hauptträger sind im Mittel 14 Spannkabel von je 70 t Spannkraft vorgesehen, die zum grösseren Teil bis zum Auflager durchgeführt werden. In der Fahrbahnplatte liegt alle 50 cm ein 35-t-Kabel für die Quervorspannung; auf diese Art ist es möglich, den grossen Hauptträgerabstand von 4,50 m durch eine lediglich 17 cm starke Platte zu überbrücken.

1.3 Bauvorgang

Die vier Hauptträger mit dazugehörigem Anteil der Fahrbahnplatte und der Querträger sollen auf dem Festland betoniert, vorgespannt und injiziert werden. Beim Versetzen dieser bis 150 t schweren Träger [1]) entstehen im Bereich der

[1]) Ueber das Montagegerät, einen 250-t-Schwimmkran, siehe «Civil Engineering» Jan. 1960, pag. 62.

Bild 4. Querschnitt zu Bild 3 in Pfeileraxe, 1:700



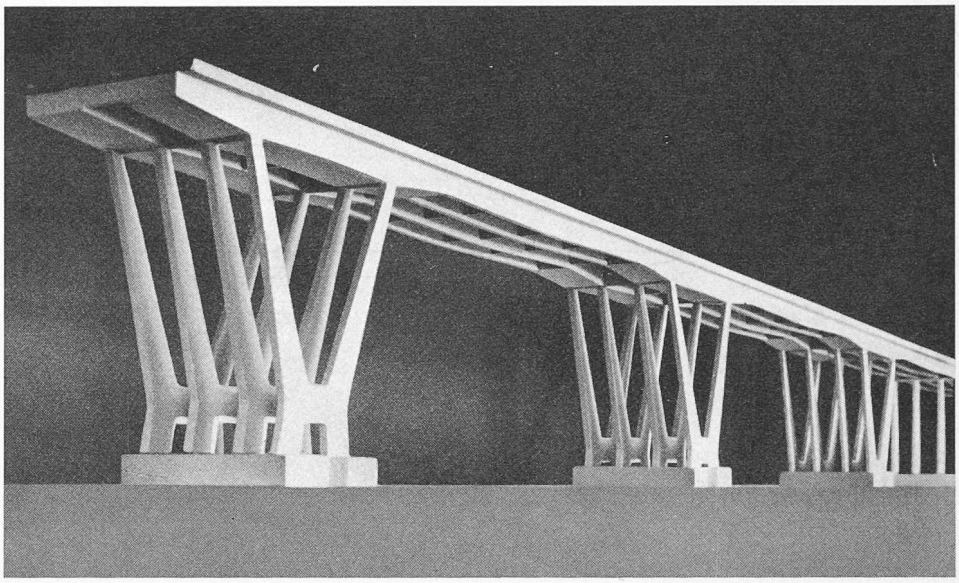


Bild 5. Modellbild der 85-m-Oeffnungen

Fahrbahnplatte und der Querträger auf die ganze Brückenlänge durchgehende Lücken zwischen den einzelnen Hauptträgern, durch welche vorerst die Spannkabel der Querträger und der Fahrbahnplatte eingefädelt werden. Nach erfolgter Schliessung dieser Lücken durch an Ort eingebrachten Beton, nur rd. 13 % der totalen Betonkubatur, sind von einem Hilfsgerüst aus sämtliche in Brückenquerrichtung liegenden Kabel unter Spannung zu setzen und zu injizieren.

1,4 Fundation und Pfeilerkonstruktion

Die Pfahlkopfplatte verbindet und verstrebt die Köpfe der Bohrpfähle und wird in mehreren Etappen betoniert. Nach dem Einbringen der Pfähle, je nach Seetiefe, Bodenbeschaffenheit und Fahrbahnkote pro Pfahlrost 4 bis 6 Pfähle Ø 135 cm, wird der unterste Teil der Pfahlkopfplatte, eine durch Rippen ausgesteifte Platte von 20 cm Stärke, als Fertigteil versetzt. In diesem ungefähr 75 t wiegenden Element liegt bereits die gesamte untere Hauptbewehrung der Pfahlkopfplatte, gleichzeitig dient es als Schalung für die restlichen Betonierphasen. Im Boden des Fertigteils sind runde Aussparungen entsprechend Lage und Grösse der Pfahlköpfe angeordnet, und das Fertigteil wird beim Verlegen einfach über die Pfahlköpfe gestülpt. Die Pfeilerkonstruktion besteht aus vier vertikalen Scheiben von 60 cm Stärke, die in der Pfahlkopfplatte eingespannt und an ihrem oberen Ende durch einen T-förmigen Riegel verbunden sind. Dieser Riegel bildet die Auflagerbank für die Einhängeträger (Bild 2).

1.5 Statische Berechnung

Fahrbahnplatte: Die Berechnung erfolgte als durchlaufende Platte über drei Oeffnungen. Nach numerischer Auswertung der *Pucher*'schen Einflussflächen unter Berücksichtigung der Querdehnung wurde der Durchlaufwirkung mit den Kontinuitätskoeffizienten von *Rüsch* Rechnung getragen. Für die Bemessung galt der Grundsatz, unter Gebrauchslast ohne Einschluss der Temperatureinflüsse keine Zugspannungen zuzulassen, weder für den Zeitpunkt $t = 0$ noch für $t = \infty$, dies im Hinblick auf das feuchte Klima von Maracaibo. Die mit Einschluss des Temperaturlastfalles sich ergebenden Zugspannungen sind durch schlaffe Bewehrung voll gedeckt.

Längs- und Querträger: Bei den kleinen Oeffnungen von 36,60 bzw. 46,60 m spielt das Gewichtsverhältnis Verkehrslast:ständige Last eine ausschlaggebende Rolle; es beträgt beim 45,95-m-Träger 1:4,4, beim 35,95-m-Träger sogar nur 1:2,7. Der Einfluss unsymmetrisch zur Brückenlängsaxe angeordneter Verkehrslast war deshalb möglichst genau zu erfassen. Nach der Methode von *Albenga* hat man die Querträger ∞ steif angenommen, und mit der sich daraus ergebenden Querverteilung der Verkehrslasten die Schnittkräfte in den einzelnen Hauptträgern bestimmt. Zur Kontrolle diente eine Trägerrostberechnung mit vier Hauptträgern und drei Feldquerträgern, wobei die Mitwirkung der Fahrbahnplatte nicht in Rechnung gesetzt wurde. Es zeigte sich, dass in der zweiten, der Wirklichkeit näher kommenden Methode die Aussenträger eher etwas entlastet, die Innenträger dagegen belastet werden bezüglich der Resultate der ersten Methode. Die grösste Abweichung betrug jedoch bloss 4 %, so dass zumindest für Vorprojekte die Voraussetzung unendlich steifer Querträger eine gute Näherungslösung darstellt.

1.6 Trägerkennziffern

Auf Grund der Eisenlisten und des Massenauszuges ergeben sich folgende Trägerkennziffern: *35,95-m-Träger:* Ideelle Plattenstärke 0,39 m^3/m^2, Armierungsgehalt total 113 kg/m^3; *45,95-m-Träger:* Ideelle Plattenstärke: 0,49 m^3/m^2, Armierungsgehalt total 103 kg/m^3.

2. Die 85,00-m-Oeffnungen

2.1 Gesamtkonzeption (Bilder 3 bis 5)

Mit steigender Höhe der Fahrbahnoberkante über Seespiegel, und als Uebergang von den 46,60-m-Oeffnungen zu den grossen Mittelöffnungen musste eine Verbindung gesucht werden, die formal den Rhythmus jener grossen Spannweiten ankündigen würde, die aber anderseits noch gewisse Elemente der kleinen Felder beibehalten sollte. Aus diesem Grunde wurde der 45,95-m-Träger hier mit einer leicht abgeänderten Kopfausbildung als Einhängeträger zwischen den Pfeilerkonstruktionen vorgesehen. Diese bestehen aus einem Balken- und einem Pfeilerelement, die zusammen eine tischförmige Rahmenkonstruktion bilden. Das Balkenelement ist ein symmetrischer Kragträger von 39,05 m Länge und einer Stützweite von 20,00 m. Die Balkenlänge von 39,05 m bzw. der Pfeileraxabstand von 85,00 m wurde so gewählt, dass sich der gegebene 45,95-m-Träger ungefähr in den Momentennullpunkten eines ideell über Stützweiten von 85,55 m durchlaufenden Balkens auf die Pfeilerkonstruktion abstützen würde; daneben waren auch formale Gründe massgebend.

Im Querschnitt besteht der 39,05-m-Träger aus zwei unabhängigen Kasten, die nur durch die Querträger und die quervorgespannte Fahrbahnplatte der gleichen Abmessungen wie bei den kleinen Oeffnungen verbunden sind. Die Stärke der vier Stege beträgt in Feldmitte 40 cm, ihre Höhe variiert von 1,90 bis 2,96 m. Der 39,05-m-Träger ist aufgesetzt auf vier in der Ansicht x-förmige Pfeilerscheiben von 80 cm Stärke, die in ihrer Einschnürung durch Riegel in Brückenquerrichtung ausgesteift sind.

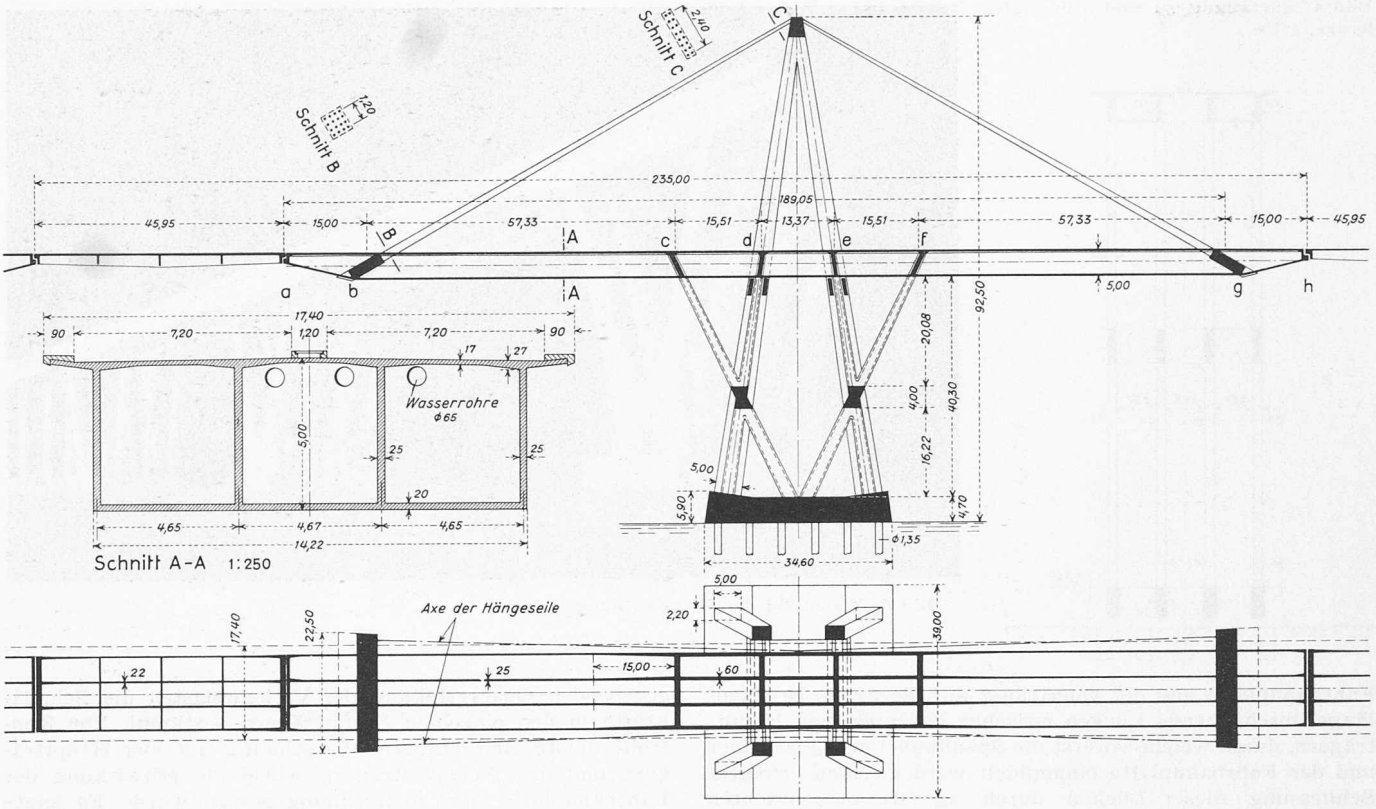


Bild 8. Oeffnungen von 235,00 m, Längsschnitt und Horizontalschnitt in Trägeraxe, Masstab 1:1400

Die Pfahlkopfplatte schliesslich besteht aus zwei Teilplatten der selben Dimension und Bauart wie bei den 46,60-m-Oeffnungen, was auch die Verwendung der gleichen Fertigteile erlaubt. Damit die aus den Pfeilerscheiben in die Fundation eingeleiteten Biegemomente und Horizontalkräfte in Brückenlängsrichtung den Pfahlrost nicht ungünstig beanspruchen, sind als Verbindung der beiden Pfahlkopfteilplatten vier robuste Längsriegel vorgesehen, die ebenfalls als Fertigteile montiert werden.

2.2 Statische Berechnung

Bei der Berechnung der sechsfach statisch unbestimmten Pfeilerkonstruktion konnte durch Aufspaltung des Gleichungssystems in ein viergliedriges für symmetrische und ein zweigliedriges für antimetrische Belastung eine wesentliche Vereinfachung erzielt werden. Die Normalkraftverformung musste berücksichtigt werden, da sie für gewisse Lastfälle einen nicht mehr zu vernachlässigenden Einfluss darstellte. Die grösste Druckspannung, ermittelt mit der Pucherschen Methode für schiefe Biegung, ergab sich zu 100 kg/cm² im Stützenanschnitt direkt unterhalb des Kragträgers, während die Spannungen in allen andern Schnitten geringer blieben.

2.3 Trägerkennziffern

Für den 39,05-m-Träger resultieren folgende Kennziffern: Ideelle Plattenstärke 0,55 m³/m², Armierungsgehalt total 128 kg/m³.

3. Die 235,00-m-Oeffnungen

3.1 Gesamtkonzeption (Bilder 8 bis 10)

Der zentrale und zugleich interessanteste Abschnitt der Maracaibo-Brücke besteht aus fünf Oeffnungen von 235,00 m, einer bis jetzt noch nie erreichten freien Stützweite einer Spannbetonbalken- oder Rahmenbrücke. Wir können die dem projektierenden Spannbetoningenieur gesetzten Grenzen abschätzen, wenn wir untersuchen, welche grössten Spannweiten einfach gestützter Balken aus Spannbeton wirtschaftlich noch ausführbar sind. Zu diesem Zwecke sei vorausgesetzt, dass unter Einhaltung grösster Betondruckspannungen von 150 kg/cm² und unter Vermeidung von Zugspannungen das Eigengewicht nicht grösser als die zehnfache Nutzlast sein dürfe. Eine einfache Zahlenrechnung zeigt, dass für den Fall eines Vollquerschnittes diese wirtschaftliche Grenzspannweite etwa 45 m, für den Fall eines normalen Kastenquerschnittes, wie im vorliegenden Ausführungsprojekt, etwa 110 m beträgt. Um also den vorgeschriebenen Axabstand von 235,00 m zwischen den Pfahlkopfplatten realisieren zu können, ist bei abermaliger Verwendung des 45,95-m-Trägers als Einhängeträger eine Stützenkonstruktion von total 189,05 m Länge erforderlich. Diese teilt sich in ein Balken- und ein Pfeilerelement wie folgt:

Das *Balkenelement* ist ein gelenklos über 189,05 m durchlaufender Träger, der in der Mitte auf einer Doppel-X-Stütze aufgelagert und 15,00 m von den Kragenden mittels Hängeseilen an einen Pylon zurückverankert ist. Auf diese Weise wird die Totallänge des Balkens unterteilt in Abschnitte, deren grösster 57,33 m beträgt, also weit unter der genannten wirtschaftlichen Grenzspannweite liegt. Die Fahrbahnplatte, gleich ausgebildet wie bei den kleineren Trägern, wird durch eine untere durchgehende Druckplatte von 20 cm Stärke und den vier Hauptträgern zu einem Zellenquerschnitt von 14,22 × 5,00 m² Umrissfläche zusammengefasst. Die Stegstärke der Hauptträger konnte mit Rücksicht auf Beulsicherheit und Betonierungsmöglichkeiten 25 cm nicht unterschreiten, und musste aus statischen Gründen über den Stützen auf 60 cm verbreitert werden. Die Aufhängung des 189,05-m-Trägers an den Pylon erfolgt durch vier Stränge mit je 16 patentverschlossenen Seilen, von denen jedes einen Aussendurchmesser von 7,4 cm aufweist, und mit rd. 150 t belastet ist. Die Kraft wird vom 189,05-m-Träger in die Hängeseile über einen robusten vorgespannten Querträger eingeleitet, dessen Querschnittslängsaxe in die Tangentenebene der Hängeseile bei ihrer Verankerung im Querträger fällt.

Das *Pfeilerelement* schliesslich besteht aus zwei sich durchdringenden, aber aus konstruktiven Gründen vollständig voneinander unabhängigen Teilen, dem Pylon und der Doppel-X-Stütze. Der Pylon ist ein vierstieliger räumlicher Rahmen mit einer Totalhöhe von 92,50 m über Seespiegel und trägt die Hängeseile, während die Doppel-X-Stütze, deren vier in je zwei Stiele aufgelöste Scheiben in der Ansicht durch den Pylon teilweise verdeckt sind, die Lasten der Fahrbahn und Fahrbahnträger direkt auf die Fundation weitergibt.

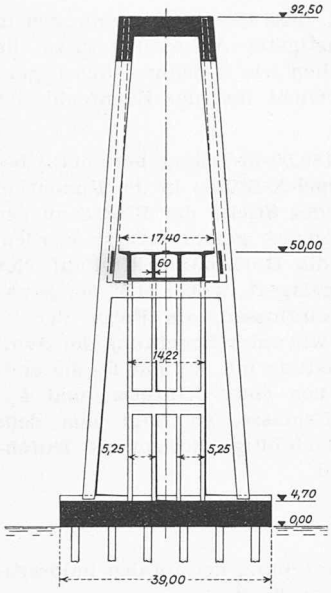


Bild 9. Querschnitt zu Bild 8 in Pfeileraxe, 1:1400

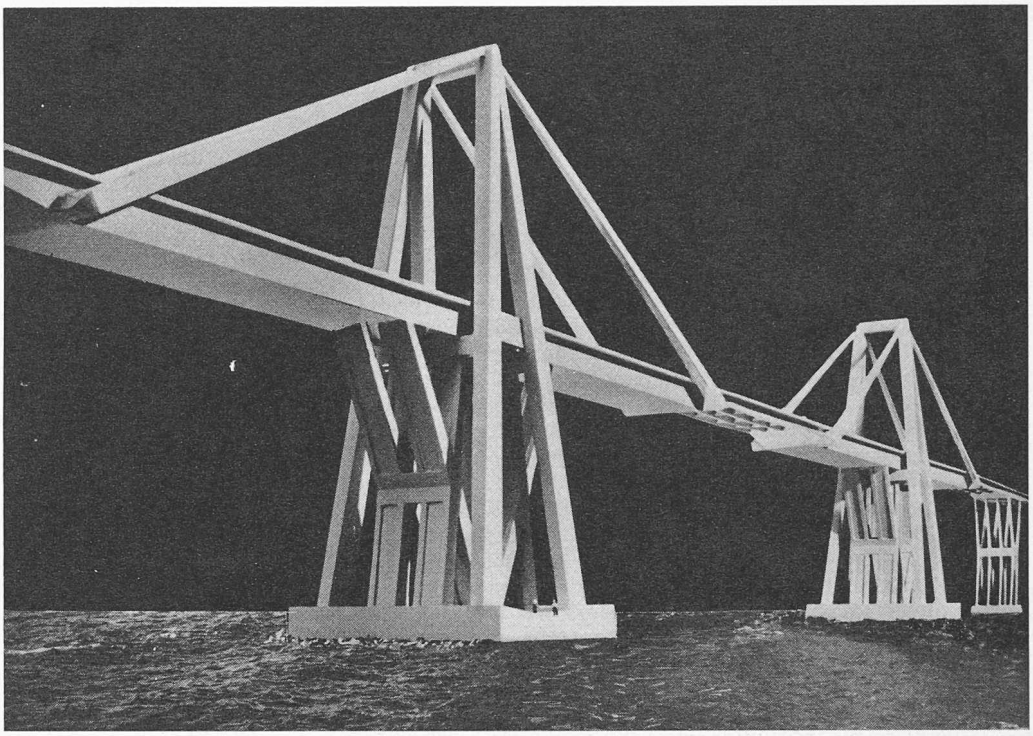


Bild 10 (rechts). Modell der 235-m-Oeffnungen

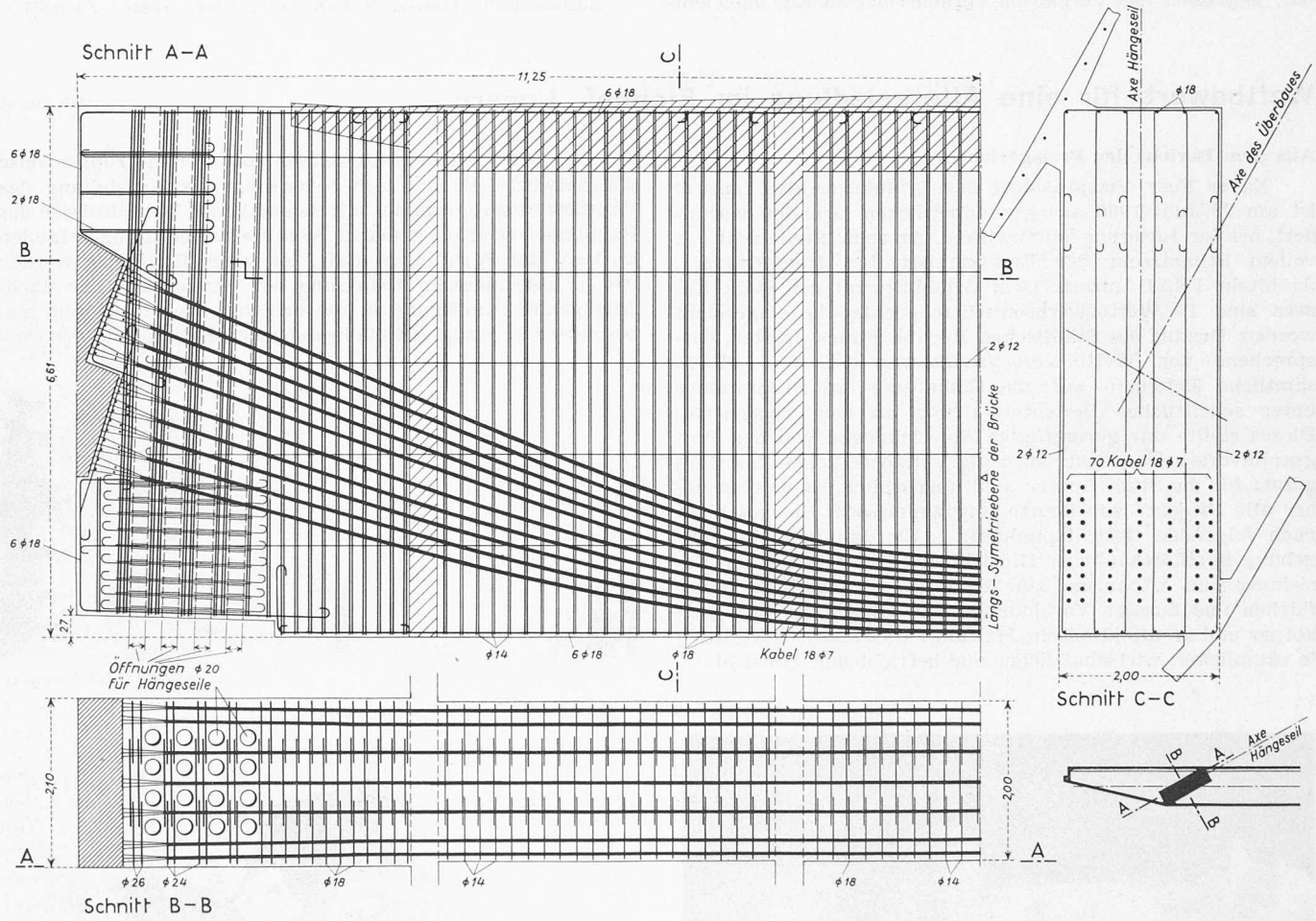


Bild 11. Seilanschluss-Querträger bei b und g in Bild 8. Masstab 1:90

Die konstruktive Ausbildung der Fundation ist gleich wie bei den kleineren Oeffnungen. Auf einen Pfahlrost von 700-t-Bohrpfählen stützt sich eine Pfahlkopfplatte mit den Abmessungen 34,60 × 38,65 × 4,70 m, die in mehreren Etappen betoniert wird, ausgehend auch hier von Fertigteilplatten, die als untere Schalung über die Pfahlköpfe verlegt werden sollen.

3.2 Statische Berechnung

Ohne auf Einzelheiten der Berechnung einzugehen, die den Rahmen der üblichen Statik trotz der Grösse des Objekts nicht übersteigt, seien doch einige Gesichtspunkte und Ueberlegungen allgemeinerer Bedeutung erwähnt.

Das hochgradig statisch unbestimmte System der Pfeilerkonstruktion wurde durch das Einführen von Gelenken an

sämtlichen Knotenpunkten der Stützen auf ein dreifach statisch unbestimmtes Grundsystem reduziert. Der 189,05-m-Träger konnte in der Folge als über frei drehbare Stützen durchlaufend vorausgesetzt werden. In einem weiteren Berechnungsgang wurden die effektiv in den Doppel-X-Stützen wirkenden Biegemomente als Sekundärmomente zu gegebenen Stab- und Knotendrehwinkeln bestimmt, und es zeigte sich, dass die Rückwirkungen dieser Momente auf den Träger vernachlässigbar klein blieben.

Die Aufhängung des Trägers durch die Hängeseile an den Pylon ist statisch einem elastisch senkbaren Auflager gleichzusetzen. Um Spannungsumlagerungen infolge plastischer Formänderungen möglichst zu vermeiden, wurde für die Lastfälle Eigengewicht und Vorspannung unter der Annahme starrer Hängeseile gerechnet. Die sich daraus ergebende Zugkraft in den Hängeseilen ist während des Aufbringens der Trägerbelastung sukzessive einzuleiten, und dies bedingt das Erstellen eines genauen Spannprogrammes der Hängeseile, das entsprechend den gewählten Etappen der Längsvorspannung und dem Lockern der Behelfsabspannung für die Trägerschalung aufzustellen ist. Während die erwähnte Senkbarkeit der Auflagerpunkte b und g durch geeignetes Anspannen der Hängeseile für Eigengewicht und Vorspannung also praktisch kompensiert werden kann, ist dieser Kunstgriff für alle anderen Lastfälle, insbesondere für die Verkehrslast, nicht mehr möglich. Der grosse Steifigkeitsunterschied zwischen dem Stahlhängeseil und dem Betonkastenträger macht sich deshalb umso stärker bemerkbar, je grösser das Verhältnis Verkehrslast zu Eigengewicht ist. Die Zahlenrechnung zeigt, dass die Randspannungen in c aus Verkehrslast in ungünstigster Anordnung etwa die gleiche Grössenordnung erreichen wie diejenigen aus Eigengewicht, obschon das Eigengewicht fast das Zehnfache der Verkehrslast beträgt.

Die Windkräfte, die den 189,05-m-Träger horizontal belasten, müssen durch die Doppel-X-Stütze in die Fundation geleitet werden. Der Anteil jedes Stieles der Stütze an der Windkraft muss deshalb möglichst genau erfasst werden. Der 189,05-m-Träger ist für die Horizontalkräfte auf vier senkbaren Stützen c, d, e, f gelagert, wobei sich die Senkbarkeitsmasse gegenseitig beeinflussen, als Folge der X-Form der Stützen. Bezeichnen wir unter Beachtung der Symmetrie von Bauwerk und Belastung mit R_c und R_d die endgültigen horizontalen Reaktionen einer X-Stütze, und δ_{cc}, $\delta_{cd} = \delta_{dc}$, δ_{dd} die Senkbarkeitsmasse, so folgt aus dem Superpositionsgesetz für die endgültige horizontale Durchbiegung des Trägers in c und d

$$\delta_c = R_c\,\delta_{cc} + R_d\,\delta_{cd}$$
$$\delta_d = R_c\,\delta_{dc} + R_d\,\delta_{dd}$$

und daraus ergibt sich eine Verteilung der totalen halbseitigen Windkraft auf R_c und R_d zu 60:40 %.

3.3 Trägerkennziffern

Die Kennziffern des 189,05-m-Trägers betragen: Ideelle Plattenstärke 1,04 m³/m², Armierungsgehalt total 81 kg/m³.

Adresse des Verfassers: *H. Hofacker,* Schäppistrasse 1, Zürich 6.

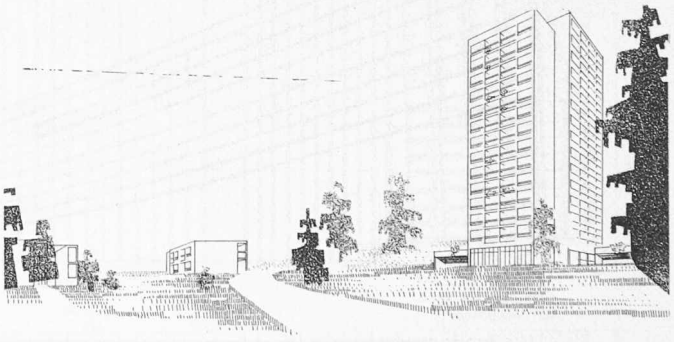
Wettbewerb für eine Alterssiedlung im Eichhof, Luzern

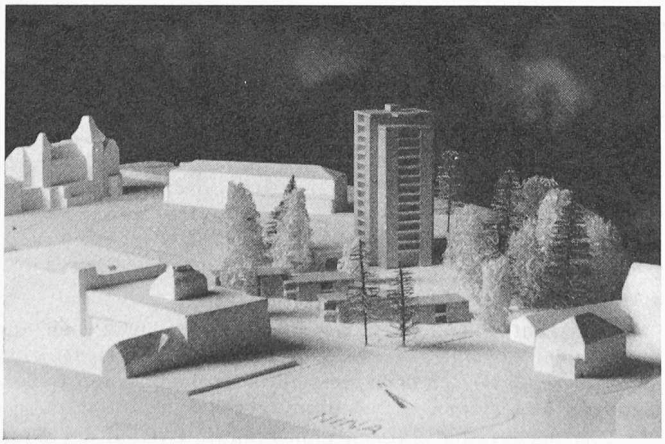
DK 725.56

Aus dem Bericht des Preisgerichtes

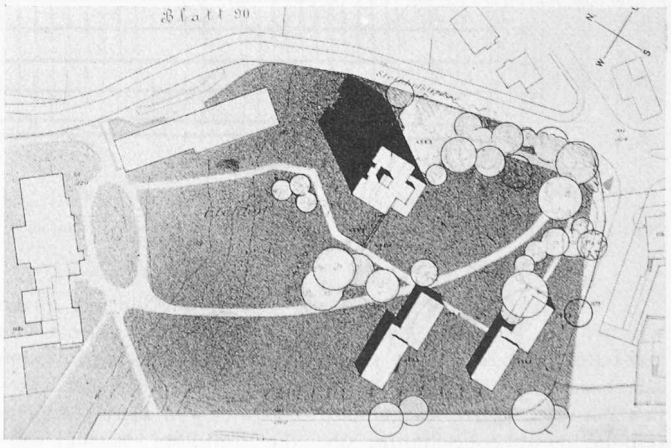
Xaver Feer, Vizepräsident des Ortsbürgerrates Luzern, ist am 28. Juni 1960 aus gesundheitlichen Gründen verhindert, bei der Jurierung mitzuwirken. An seine Stelle tritt mit vollem Stimmrecht der Ersatzpreisrichter Josef Gärtner, Architekt FSAI, Luzern. Dem Ortsbürgerrat der Stadt Luzern sind 19 Wettbewerbsentwürfe rechtzeitig eingereicht worden. Organe des Städtischen Hochbauamtes prüften, entsprechend den Wettbewerbsgrundsätzen des S. I. A./BSA, sämtliche Entwürfe auf die Einhaltung des Programmes unter schriftlicher Berichterstattung an das Preisgericht. Dieses stellte nur geringfügige Abweichungen von den Programmvorschriften fest; auch die Verstösse gegen das Baugesetz für die Stadt Luzern sind unerheblich. Es werden daher alle Projekte zur Beurteilung zugelassen. Sie geschieht nach folgenden Gesichtspunkten: 1. Einfügung in die Umgebung in städtebaulicher Hinsicht und Gesamtanlage in Beziehung zum Altbau und zum Parkraum; 2. Zugänge, Grünflächen und äussere Verbindungen; 3. Gliederung der Baukörper und architektonische Haltung; 4. Grundrissgestaltung in räumlicher, wirtschaftlicher und betrieblicher Hinsicht.

Das Preisgericht prüft sodann einzeln und gruppenweise die Entwürfe. Es hat sich bereits bei der Aufstellung des Wettbewerbsprogrammes mit den örtlichen Verhältnissen des Bauplatzes vertraut gemacht. Weitere Besichtigungen fanden im Lauf der Beratungen statt. Im ersten Rundgang werden wegen ungenügender Erfassung der Bauaufgabe und unbefriedigender Einfügung in die örtlichen Gegebenheiten, insbesondere in bezug auf die bestehenden Bauten und den vor-





Modellbild aus Südwesten



1. Preis

Lageplan 1:2500