



Fachhochschule Potsdam
University of Applied Sciences

Bauen im Ausland

Vom Bau der Brücke über den Maracaibo-See

vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Fachhochschule Potsdam
zur Erlangung des Leistungsnachweises im Ingenieurprojekt:
„Bildarchiv der Philipp Holzmann AG“

Genaro Kröger (Ixtapa, Mexico) und **Philipp Schulte**
(Meschede, Nordrhein-Westfalen)

Gutachter: Prof. Dr. phil. A. Kahlow

Potsdam, Januar 2011

Inhaltsverzeichnis

1 Bauen im Ausland	3
1.1 Erfahrungen der Philipp Holzmann AG beim Bauen im Ausland	3
2 Mammutprojekt Maracaibo-See-Brücke	4
2.1 Übersicht.....	4
2.2 Organisation des Konsortiums	4
2.3 Beginn der Arbeiten	5
2.4 Die Gründung der Brücke	5
2.4.1 Methoden zur Baugrunderkundung	6
2.4.2 Die Rammpfähle.....	7
2.4.2.1 Herstellung der Rammpfähle	10
2.4.3 Die Bohrpfähle und die Erfindung des Maracaibo-Pfahls	12
2.4.3.1 Die Bohrmaschine.....	13
2.4.3.2 Bohrpfahlherstellung und Bohrvorgang.....	13
2.5 Öffnungen mit Spannweiten von 235 m	14
2.5.1 Planungsgrundlagen	14
2.5.2 Die Pfahlkopfplatte.....	15
2.5.3 Baustelleneinrichtung für die großen Pfeiler	15
2.5.4 X-Stützen der Pfeiler.....	16
2.5.5 Der Pylon	16
2.5.6 Der Pfeilertisch.....	16
2.5.7 Die Rüsträger.....	17
2.5.8 Die Hilffundamente	18
2.5.9 Der Seilquertäger.....	18
2.5.10 Die Betonage des Kragarmes	19
2.5.11 Die Tragseile.....	19

1 Bauen im Ausland

1.1 Erfahrungen der Philipp Holzmann AG beim Bauen im Ausland

Anders als im normalen Inlandsgeschäft werden die Projekte für den Internationalen Wettbewerb so ausgeschrieben, dass der Auftragnehmer ein Projekt schlüsselfertig übergeben muss. Die Bauherren beauftragen für den Entwurf und die Ausschreibung meistens größere ausländische Ingenieurbüros die sogenannten Consulting Engineers. Vorzugsweise werden britische oder amerikanische aber auch japanische, deutsche und holländische Fachplanungsbüros damit beauftragt. Die Bauprojekte waren meistens bis zum letzten Detail durchgeplant und in Leistungsbeschreibungen und Leistungsverzeichnissen ausführlich beschrieben.¹

Baukonzerne die sich an einer internationalen Ausschreibung beteiligen, mussten eine Zulassung zur Ausschreibung einreichen und anhand Unterlagen nachweisen können, dass sie über ausreichende Erfahrungen auf dem jeweiligen Fachgebiet verfügten. Im Allgemeinen wurden nur Referenzen anerkannt die nicht älter als 10 Jahren zurücklagen. Deshalb war es für deutsche Baufirmen, nach dem zweiten Weltkrieg, besonderes schwer solche Nachweise zu erbringen.¹

Die Angebotsbearbeitung für Auslandsprojekte war nicht nur mit großen Kosten verbunden, sondern auch mit erheblichen Risiken. Grundsätzlich wird im Ausland von Bietern eine Bietungsgarantie gefordert, die sicherstellen soll, dass der Bieter zu seinem einmal abgegebenen Angebot steht. Die Bietungsgarantien belaufen sich auf 5% bis 10% des Angebotspreises. Für den Fall, dass ein Unternehmer oder eine Bietergemeinschaft den Zuschlag erteilt bekommt, müssen sie Ausführungsgarantien von bis zu 100% der Auftragssumme garantieren. Für Projekte, die von der Weltbank finanziert wurden, lagen die Ausführungsgarantien bei 30% der Auftragssumme. Bei einem Projekt von 100 Mio. DM musste der Unternehmer Versicherungsgarantien in Höhe von 30 Mio. DM hinterlegen, die erst nach Ablauf der Gewährleistungsperiode wieder freigegeben wurden. Für die damaligen deutschen Baukonzerne bedeutete die Bereitstellung derartig hoher Garantien eine erhebliche Risikobereitschaft und Belastung der Kreditlinien.¹

Die Kalkulation von Bauleistungen im Ausland unterliegt anderen Voraussetzungen als die im Inlandsgeschäft. Die Mehrheit der Leistung muss im Ausland erbracht werden. Geräte und Baustelleneinrichtung machen 20 bis 35% der Baukosten aus. Es musste risikoreich kalkuliert werden, da auf dem Auslandmarkt die gesamte internationale Bauindustrie konkurrierte. Dazu gehörten auch die großen staatlichen Firmen der Ostblockländer. Leider war der Wettbewerb, denn Exportsubventionen spielten in manchen Ländern eine große Rolle.¹

Die wichtigste Voraussetzung für die Kalkulation war die Vorerkundung der örtlichen Verhältnisse. Eine solche Erkundung war eine höchst verantwortungsvolle Aufgabe für die entsandten Ingenieure. Sie müssen in kürzester Zeit die Verhältnisse auf der Baustelle erfassen, Preise aller Art anfragen und den Zustand der Infrastruktur bewerten. Ebenfalls müssen sie Recherchen über Baustoffhändler und Baustoffproduzenten einholen und logistische Konzepte über den Transport und die Verlademöglichkeiten entwickeln. Bei einer solchen umfangreichen Recherche müssen sich die Ingenieure natürlich auch über Zolltarife, Steuergesetze und Devisenbestimmungen informieren.²

2 Mammutprojekt Maracaibo-See-Brücke

2.1 Übersicht

Anhand der Maracaibo-See-Brücke sollen die besonderen Probleme aufgezeigt werden mit dem sich der Ingenieur und Bauunternehmer bei großen Projekten im Ausland auseinandersetzen hat. Es wird anhand von Beispielen gezeigt, wie technische Probleme während der Bauzeit gelöst und wie brisante Auseinandersetzungen zwischen den Verantwortlichen geführt werden um die Abwicklung erfolgreich in technischer und ökonomischer Sicht zu gewährleisten. Im Zuge der Globalisierung wird durch das Abwickeln von ausländischen Projekten und durch die verstärkte internationale Zusammenarbeit es immer wieder zu neuen und anderen Problemen führen.²

Die Brücke über den Maracaibosee wurde von 1957 bis 1962 von einem Konsortium deutscher und venezolanischer Firmen gebaut. Diese Firmen waren: Precomprimido C.A. Caracas, Julius Berger A.G. Wiesbaden, Grün und Bilfinger A.G. Mannheim, Philipp Holzmann A.G. Frankfurt a. M. und Wayss und Freytag K.G. Die 8.678 Meter lange Spannbetonbrücke stellt eine wichtige Verbindung im Straßenverkehrsnetz Venezuelas dar. Der Maracaibo ist der größte See Südamerikas und beherbergt an seinem Südostufer die reichsten Ölfelder des Landes.²

1956 und 1957 wurde die Brücke als eine kombinierte Eisenbahn-Straßen-Brücke international ausgeschrieben. Bei der ersten Ausschreibung im Jahre 1956 wurden feste Brücken, Hubbrücken, Tunnels und verknüpfte Kombinationen dieser Möglichkeiten angeboten. Die zweite Ausschreibung ließ nur noch eine feste Überbauung zu. Bei Abgabefrist wurden 12 Entwürfe eingereicht, deren Baukosten zwischen 85 Mill. US-\$ und 226 Mill. US-\$ lagen. Nur das deutsche Konsortium hatte eine reine Betonbrücke vorgeschlagen mit einer Mittelöffnung von 400 m Spannweite und 45 m lichter Durchfahrtshöhe. Die Deutschen erhielten damit den Zuschlag, obwohl er mit 98,2 Mill. US-\$ deutlich über dem preisgünstigsten Angebot für eine Stahlbrücke lag.²

2.2 Organisation des Konsortiums

Eine solide Organisation ist bei Großprojekten von erheblicher Bedeutung, sowohl in technischer als auch in verwaltungsmäßiger Sicht. Bei den ersten Besprechungen wurde den Verantwortlichen klar, dass bei einem Projekt dieser Größenordnung strikt zwischen diesen Bereichen getrennt werden müsste. Die Organisation der Aufteilung in technische und rein verwaltungsmäßige Bereiche war bis zu diesem Zeitpunkt einmalig. Die ersten Gespräche über diese Organisation wurden abtastend und zunächst mit gegenseitigem Misstrauen geführt.

Das oberste Organ der Maracaibogesellschaft war die Junta Suprema (Aufsichtsstelle) gebildet aus vier venezolanischen und vier deutschen Mitgliedern. Sie trat während der Bauzeit elfmal mit einer durchschnittlichen Sitzungsdauer von 3 Wochen in Caracas zusammen. Alle wichtigen finanziellen, technischen und personelle Entscheidungen wurden in dieser Körperschaft getroffen. Als ausführende Organe der Junta waren die Hauptverwaltung in Caracas, die geschäftsführenden Direktoren und das Büro in Wiesbaden mit dem angeschlossenen Brückenbaubüro tätig.

Die Direktionen in Caracas und Maracaibo und die leitenden Positionen auf der Baustelle wurden streng nach der Größe der Beteiligung und Verantwortung besetzt.

Das Büro in Wiesbaden hingegen war ausschließlich mit deutschen Ingenieuren besetzt. Weitere Schlüsselfiguren waren der Projektverfassers Professor Morandi in Rom, die Schweizer Prüferingenieure und die Aufsichtsfunktionen des venezolanischen Ministeriums für Öffentlichkeitsarbeit. Die organisatorische Breite und die Distanz der Entscheidungskräfte brachte eine starke Reisetätigkeit mit sich. Allein die deutschen Junta Mitglieder tagten geschlossen in 85 Sitzungen über die Projektentwicklung.

Voraussetzung für die gute Zusammenarbeit venezolanischen und deutschen Partner war, eine gemeinsame Arbeitsbasis zu finden, nicht auf Grundlage des Austausches von Höflichkeiten, sondern der harten sachlichen Auseinandersetzungen. Aber mit Verständnis für die Mentalität des anderen und dabei seine andere Arbeits- und Denkmethode einkalkulierend. Dazu gehörte auch die Bereitschaft, im geeigneten Augenblick weittragende Entscheidungen zu treffen ohne immer die Rückversicherung der eigenen Firma zu suchen.

Die Baustellen-Organisation gliederte sich im wesentlichen nach den einzelnen Bauabschnitten: Betonwerk, Gründung, 45m, 85m und 235m Öffnungen, Der Baudirektion angegliedert waren ferner Abteilungen für Administration, Arbeitsvorbereitung, Nachkalkulation, Vermessung, Werkstätten, Maschinen, sowie Laboren für Beton und Grundbau. Als Verbindungsglied zwischen dem Land- und See- Betrieb diente eine umfangreiche Marinaabteilung, über zwei Drittel der Arbeit wurden vom Wasser aus ausgeführt und waren vom Nachschub über Wasser abhängig. Damit erhielt die Marina im Betrieb eine wichtige, wenn nicht eine entscheidende Rolle.²

2.3 Beginn der Arbeiten

Während in Wiesbaden und Rom die ersten Ausführungsdetails erstellt wurden, installierte sich im August 1957 die Baustelle vor Ort. Die ersten Bohrproben liefen an, um das, was in den Ausschreibungsunterlagen bereits im Grundsatz an Angaben über die anzutreffende Bodenstruktur und damit Festlegung der Gründung vorhanden war, zu erhärten und zu erweitern. Die Entwurfsidee und die Wirklichkeit der Ausführung erfuhren manche Wandlung im weiteren Verlauf des Projektes, aber überall wo diese Abweichungen vorkamen, war es weniger Improvisation als vielmehr eine Anpassung an die vorgefunden Gegebenheiten.

Schon im Januar 1958 mussten die Arbeiten wegen Aufständen in Venezuela eingestellt werden. Nach dem Fall der Diktatur Juan Perez Jimenez begann eine einjährige Verhandlung mit dem Bauherrn über den Weiterbau der Brücke. Um die Baukosten zu verringern wurde die Eisenbahnspur aus dem Entwurf herausgenommen und die 400 Meter weite Mittelöffnung wurde auf Wunsch des Venezolanischen Schifffahrtsamtes durch 5 Öffnungen je 235 Meter ersetzt.²

2.4 Die Gründung der Brücke

Im Angebot und später im Vertrag war für die gesamte Brücke eine Bohrpfehlgründung vorgesehen. In der Bauzeit von 40 Monaten, die dem Konsortium zur Verfügung standen, waren nicht nur die Projektierung und Abwicklung des gesamten Bauwerkes kalkuliert, sondern es mussten auch in diesem Zeitraum ausreichende geotechnische Daten gesammelt und ausgewertet werden. Bei Auftragserteilung lagen die Ergebnisse von nur elf Bohrungen in 900 m Abstand, die innerhalb der Brückenachse entnommen wurden, vor. Man muss wissen, dass bei solchen Mammutprojekten eine umfassende Baugrundaufschlüsselung unbedingt notwendig ist, um die entsprechend benötigten Materialien, Geräte und Logistik der Baustelle planen zu können. Um mit den Bauarbeiten beginnen zu können, wurde

ohne Freigabe des Prüfsingenieurs die Anordnung getroffen die ersten 400 m der Brücke auf der Ostseite als Damm auszubilden. An das Dammbauwerk wurden dann 36 m-Öffnungen auf schlaff bewehrten 50 x 50 cm Rammpfählen gegründet. Es wurden insgesamt 240 Bohrungen mit über 12000 Bohrmeter durchgeföhrt. 46 Bohrungen wurden tiefer als 80 m in das Erdreich getrieben. Die zum Teil ungestörten Bodenproben wurden direkt auf der Baustelle in einem eigens dafür installierten Erdbaulabor untersucht und ausgewertet. Bei den geotechnischen Untersuchungen und den daraus resultierenden Entscheidungen konnten die Verantwortlichen auf wissenschaftlichen Beirat zurückgreifen. Die Auswertung des Baugrundes zeigte, dass die Bodenverhältnisse über die Brückenlänge sehr unterschiedlich waren. Diese Erkenntnis machte es unbedingt notwendig, dass an jedem Normalpfeiler eine und an den großen Brückenpfeilern der 235 m langen Öffnungen zwei Erkundungsbohrungen notwendig waren. Das Baugrundgutachten veröffentlichte, dass sich unter dem Seegrund unkonsolidierte Schlickschichten von 2 bis 28 m Mächtigkeit befinden. Unter der Schlickschicht wurden meistens feste Böden aus Sand, in dem zahlreiche Linsen aus Schluff und Ton eingelagert waren, lokalisiert. Es wurde auch leider festgestellt, dass unter manchen Pfeilern der feste Boden ausschließlich aus bindigen Böden bestand. Aus dieser Problematik wurde die gesamte Gründung in drei verschiedene Abschnitte unterteilt. Unterteilt wurde in den Abschnitt der Mittelöffnungen mit den anschließenden sehr hohen 85 m-Öffnungen, dem Abschnitt mit fast ausschließlich tonigem Untergrund und den übrigen 85 m- und 46 m-Öffnungen.³

2.4.1 Methoden zur Baugrunderkundung

Das Konsortium fing im Frühjahr 1959 mit der genauen Untersuchung der Baugrundverhältnisse an. Hiermit leistete der Prof. Jean Kérisel aus Paris hilfreichen Beratungsbeistand. Gebohrt wurde aus dreieckigen Untersuchungsplattformen mit 6 m Seitenlänge. Die Plattformen stützen sich auf einem Stahlgerüst der durch verschrauben von Turmabschnitten den wechselnden Wassertiefen angepasst wurden. Versetzt wurden sie von einem Schwimmkran.³

Die Bodenerkundung zeigte, dass die Bodenverhältnisse von Pfeiler zu Pfeiler sehr unterschiedlich waren. Und es war daher notwendig an jedem kleinem Pfeiler mindestens eine und bei den großen Pfeilern sogar 2 Erkundungsbohrungen zu untersuchen. 244 Erkundungsbohrungen mit 12.502 Bohrmeter waren erforderlich um ein ausreichend genaues Bild des Baugrundes zu gewinnen. Die Bohrungen hatten Durchmesser von 2 bis 6 Zoll und wurden im Schlick verrohrt, in die unteren Schichten nutzte man eine Bentonitsuspension. Zur Untersuchung des Baugrundes wurden in den Bohrungen u. a. Standard Penetrationstest SPT, sowie Versuche mit Spitzenrücksonde und Drehflügelsonde durchgeföhrt. Außerdem sind ungestörte Bodenproben entnommen worden die in ein eigenes Grünbaulabor ausgewertet wurden.⁵

Die Ausführliche Untersuchung der Bodenverhältnisse ergab folgendes Bild. Der Maracaibo ist auf der Brückenachse bis zu 18 Meter tief. Eine stark schluffige Schlickschicht mit bis zu 18 Metern Dicke wurde aus den Urwaldflüssen auf dem Seebecken abgelagert. Unter diesem unkonsolidierten Schlick befindet sich ein mitteldicht bis dicht gelagerter Sand in dem zahlreiche bis zu 10m. hohe Linsen aus Ton und Schluff, sowie Bänder aus Sandstein und Konglomerate eingelagert sind. Diese Linsen befinden sich besonders häufig unter den großen Öffnungen. Da nur an dieser Stelle die erforderliche Wassertiefe für große Tanker vorhanden war, konnte man die höchst beanspruchten Gründungen trotz der ungünstigen Bodenverhältnisse

nicht verschieben. Die Entwicklung strebte die Gründung höhere Lasten auf steigenden Tiefen nach.

Die ständigen Lasten ergaben zusammen mit Verkehr und Wind Gründungslasten von 1700 t. (33,6m. Spw.) bis zu 40.000t. (235m. Spw.) Verschiedene Gründungsmöglichkeiten wurden untersucht. Eine Presslufttrahmung schied wegen der erforderliche Tiefe von 60m aus, Brunnen kamen wegen der im Baugrund vorhandenen Sandsteinschichten nicht in Frage. Auf der anderen Seite ermöglichte der damalige Großbrunnenbau Löcher von 1,5m. Durchmesser verhältnismäßig schnell und sicher durch wechselnde Schichten zu bohren.³

2.4.2 Die Rammpfähle

Wie vorher erwähnt, stand zu Beginn der Bauzeit die Frage zum Geräteeinsatz der vorgesehenen Bohrpfahlgründung noch offen. Es gab vor Ort Firmen, die genügend Erfahrung und Geräte für die Gründung von Öltürmen besaßen. Das Konsortium beauftragte die Firmen Heerema und Raymond-Brown & Root mit der Herstellung von Rammpfahlgründungen. Für die Gründung wurden insgesamt 27,170 lfm Pfähle mit Ø 91,4cm aus Spannbeton gerammt. Die ersten Pfähle bis zu 38 m Gesamtlänge wurden mit einem 10 t Bär und Spülhilfe gerammt. Die Pfeiler von 84 bis 104 benötigten Pfähle mit einer Länge von bis zu 68 m. Da mit wachsender Rammtiefe größere Rammenergie benötigt wird, baute die Firma Menck & Hambrock den ersten 20 t. Dampfbär. Der Mäkler der Ramme aus zwei IP 85 konnte seitlich bis 6:1 (9,46°) geneigt werden und wog mit Bär insgesamt 32 t. Die Firma Heerema baute eine geeignete Schwimmramme 33,5x12m, ausgerüstet mit einer Rohrgerüststramme mit 30m Hackenhöhe, zur Veränderung der Rammneigung hing die Stramme wie ein Pendelstütze an zwei Zugaufhängungen. Der innen Durchmesser der Hohlpfähle ermöglichte es den schlanken Ingenieure einzufahren, um den Zustand der Wände zu untersuchen. Während der Rammung der 60 m. langen Pfähle stellte sich heraus, dass jeder Pfahl 1200 bis 1500 Rammschläge schadlos standhielt, von 1500 bis zu 2000 Schlägen traten vereinzelte Schäden auf, und über 2000 Schläge kam es fast immer zu Rammschäden. Wie ein solcher Pfahl zweckmäßig und schadlos am besten zu rammen wäre, hing von der Tatsache ab, dass die Gesamtanzahl der Schläge und nicht die Rammenergie Schäden verursachten, Es war also notwendig, mit größtmöglicher Fallhöhe zu rammen, um die Schlagzahl gering zu halten. Die Fallhöhe durfte wiederum nicht beliebig vergrößert werden, da bei wechselnden Bodenschichten Zugspannungen auftreten können, die selbst bei vorgespannten Pfählen Schäden verursachen können. Diese Zugspannungen treten z. B. auf, wenn eine dicht gelagerte Sandschicht gerammt wird und die Spitze plötzlich in eine weiche Schicht eindringt. Zur Bestimmung der Fallhöhe wurde der erste Pfahl eines Jochens anhand eines Bohr und Sondierungsschnittes gerammt (Spizendrucksonde Baugrundtagung Fedders 1972) und die Fallhöhe anhand dessen sofort ausgeglichen. Es zeigte sich, dass die Hohlpfähle keine Zugrisse erwiesen, solange die Eindringung unter einem Schlag unter 2cm liegt. Die Fallhöhe wurde nach dieser Regel immer so weit wie möglich unter der Grenze von max. 1 m gewählt. Der Semiautomatischer Bär bewährte sich besser, da bei dieser Variante die Fallhöhe mittels einer Abzugsleine von Hand geregelt werden konnte, während bei dem vollautomatischer Bär die Fallhöhe vor dem Rammen eingestellt wurde und es dann sehr umständlich war, es während des Rammens zu ändern. Trotz der sehr harten Rammung wurden nur 5% der Pfähle geschädigt, so dass sie repariert werden mussten oder einen Ersatzpfahl erforderten. Es sind außerdem Vergleichs-Rammungen mit einem 15t. und einem 20t. Bär durchgeführt worden.³

Die Pfähle wurden pausenlos gerammt und die Eindringung unter 50 und 100 Schläge gemessen. Bei dem 15t. Bär und 50cm Fallhöhe durfte bei einer Grenztragfähigkeit von 600 t. eine Eindringtiefe von 3 cm in den letzten 100 Schlägen nicht überstreiten. Der 20t. Bär erreichte die gleiche gesamte Eindringung und damit die gleiche Tragfähigkeit bereits nach 13 Schlägen für die letzten 3cm. Dieser Zusammenhang erscheint erstaunlich auf den ersten Blick. Eine Vergleichsrechnung mit der klassischen Rammformel⁴ bestätigt diese Ergebnisse. Zur Auswertung der klassischen Rammgleichung wurden folgende Annahmen getroffen: E-Modul von Beton C 50/60 mit 34300 MN/m², eine Pfahlänge von 60 m, ein Pfahlgewicht von 0,48 MN und ein Rammbeiwert k=0,3.

$$Q_{dyn} = \frac{e}{C_1} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2C_1}{e^2} \cdot C \cdot A} \right]$$

$A = R \cdot h =$ kinetische Energie des Rammjärens

$$C_1 = \frac{L}{E \cdot F} = \text{elastizitätswert des Pfahles} \quad C_1 = \frac{60m}{34300MN/m^2 \cdot 0,3m^2} = 5,83m/MN$$

$$C = \frac{R + k^2G}{R + G} = \text{Wirkungsgrad des Rammstoßes}$$

Für die 15 t Ramme:

$$C_{15} = \frac{0,15MN + 0,3^2 \cdot 0,48MN}{0,15MN + 0,48MN} = 0,306 \quad A_{15} = 0,15MN \cdot 0,5m = 0,075MNm$$

$$e_{15} = 0,03m \div 100 = 3 \times 10^{-4}$$

$$Q_{dyn,15} = \frac{3 \times 10^{-4}m}{5,83m/MN} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 5,83m/MN}{(3 \times 10^{-4}m)^2} \cdot 0,306 \cdot 0,075MNm} \right] = 0,088MN$$

Für die 20 t Ramme:

$$C_{20} = \frac{0,20MN + 0,3^2 \cdot 0,48MN}{0,20MN + 0,48MN} = 0,357 \quad A_{20} = 0,20MN \cdot 0,5m = 0,1MNm$$

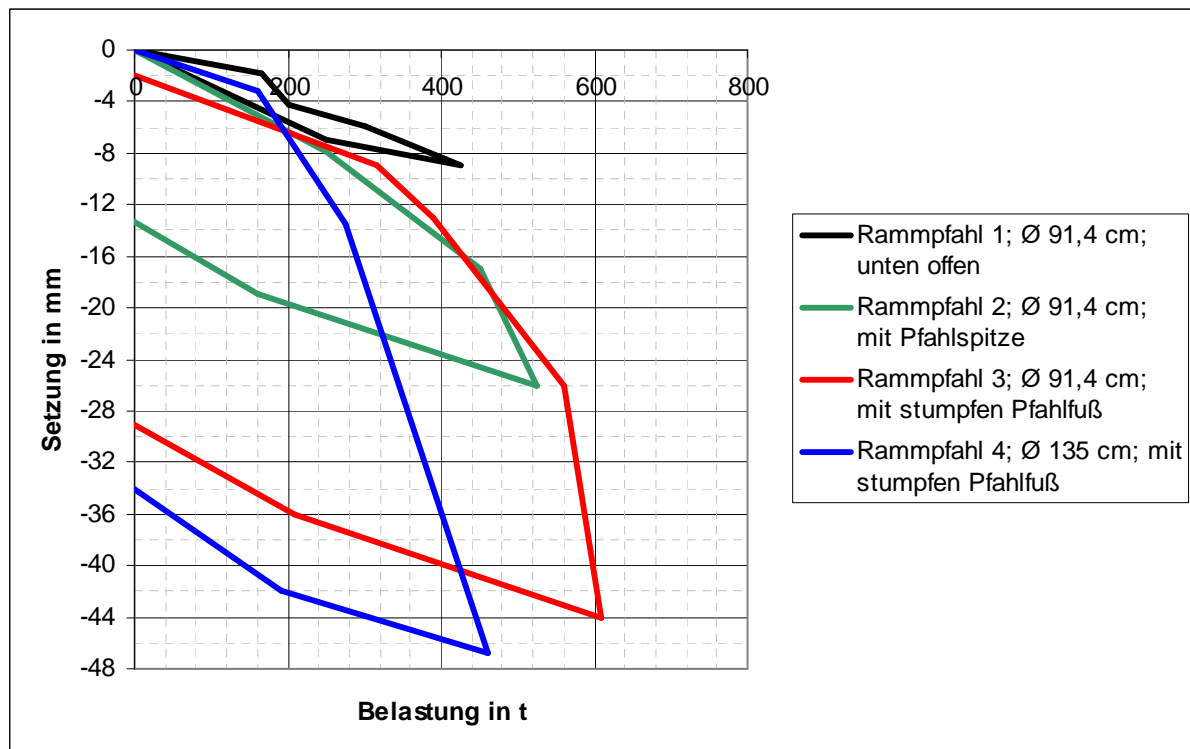
$$e_{20} = 0,03m \div 13 = 2,30 \times 10^{-3}m$$

$$Q_{dyn,20} = \frac{2,30 \times 10^{-3}m}{5,83m/MN} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 5,83m/MN}{(2,30 \times 10^{-3}m)^2} \cdot 0,357 \cdot 0,1MNm} \right] = 0,110MN$$

Die Werte stimmen miteinander gut überein, die kleine Abweichung von etwa 25% ruht auf den geschätzten Annahmewerten.

Da die Abmessungen der Pfahlkopfplatten nicht überschritten werden konnten, waren Ramppfähle nötig, die annähernd die gleiche Tragfähigkeit wie die Bohrpfähle aufweisen konnten. Bei den kleinen Öffnungen wirkte sich die Tatsache günstig aus, dass aus konstruktiven Gründen mehr Bohrpfähle angeordnet werden mussten als ihrer Tragfähigkeit nach notwendig gewesen wäre.³ Beim Pfeiler 12, 100 m nördlich der Brückenachse, wurden vier gerammte Versuchspfähle hergestellt. Die Ramppfähle unterschieden sich nicht nur in ihren Durchmessern sondern auch in der Ausbildung ihrer Spitzen und der Rammstärke.

Setzungsdiagramm der vier untersuchten Ramppfahltypen ⁵



Die Belastung des Pfahles 1 musste schon bei 450 t und die des Pfahles 2 bei 550 t abgebrochen werden, weil nicht genügend Betongewichte zur Verfügung standen. Am wenigsten setzte sich der unten offene Ramppfahl. Der offene Pfahl 1 drang bei gleich harter Rammung 2 m tiefer ein als der mit Pfahlspitze, erhielt jedoch durch den eingedrungenen Boden einen Längsriss. Aufgrund der Gefahr von Längsrissen schieden offene Ramppfähle jedoch aus. Die Setzungen der beiden geschlossenen Pfähle mit 91,4 cm Durchmesser ähnelten sich. Da die Grenzlaster dieser Pfähle größer als 600 t war, wurde ihre Gebrauchslast im sandigen Boden auf 270 bis 300 t festgelegt. Die großen Setzungen des Ramppfahles mit 135 cm Durchmesser zeigten, dass Pfähle dieser Größe technisch unbefriedigend und unwirtschaftlich sind.⁵

2.4.2.1 Herstellung der Rammpfähle

Die Herstellung von großen Pfählen bis 60m lang und einem Gewicht von 110t. Im Fall der Maracaibo-Brücke wurden die Pfähle von verschiedenen Firmen und nach 3 verschiedenen Verfahren hergestellt, Der Einsatz unterschiedlicher Lösungen für ein bestimmtes Problem ermöglicht den direkten Vergleich der verschiedenen Verfahren untereinander.²

1. Geschleuderte Pfähle

Dieses Verfahren nutzt die Fliehkräfte, um den Beton zu verdichten und gleichmäßig zu verteilen. Zwei Schleuderformen produzierten Schüsse von jeweils 2,44 und 4,88m Länge. Im Innern der zu betonierenden Wände befanden sich Spannkanäle aus Ductube; das sind mit Luft aufgeblasene Gummirohre. Nach Erhärten des Betons wird die Pressluft abgelassen und die Rohre werden aus den Kanälen herausgezogen und wiederverwendet. Das Ductube ist wichtig, weil im nächsten Schritt die Schüsse zusammengespannt und die Spannköpfe wieder gewonnen wurden. Die Stahlspannung wurde daher nur durch die Haftung an den Beton übertragen. Jeder Pfahl erhielt 8 bis 12 runde Spanndrähte \varnothing 4,86mm, St 170/190 und eine Vorspannung von 48N/mm². Die Fugen zwischen den Schüssen sind mit einem Polyesterkleber verkittet worden. Dieses Verfahren ergab die höchste Betonqualität aber die Fugen bildeten beim schweren Rammen die ersten Schadstellen.²

2. Pfahlherstellung im Spannbett

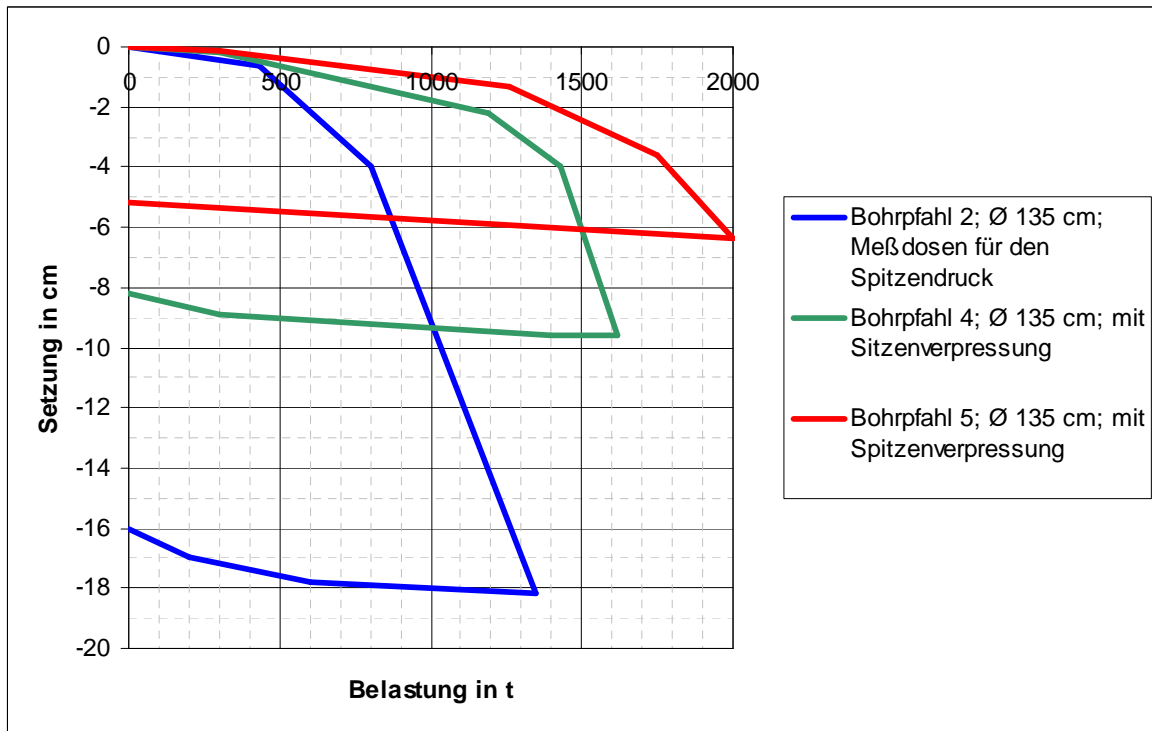
Heerema stellte fugenlose Pfähle selbständig her. Dafür benutzte die Firma von 220 bis 250m lange Spannbetten die über eine maximale Vorspannkraft von 20KN und 1250mm Hubweg verfügten. Die Innenschalung bildeten rundgebogene Bleche, die ein mit Luft gefüllter Schlauch auseinander drückte. Die Außenschalung aus Stahlblech wurde seitlich angeschoben und der Beton von oben eingefüllt. Die Verdichtung erfolgte durch Außen- und Innenrüttler. Nach 6 Stunden konnte ausgeschalt, und nach 24 vorgespannt werden.

Durch Rütteln (Bewegung) steigt der Wassergehalt im Zementwert im oberen Bereich, was die Betonqualität beeinträchtigen kann. Bei sorgfältiger Herstellung liegt die Festigkeit an dieser Stelle trotzdem über der 60N/mm² Grenze. Der Verbund und die Verteilung der Spanndrähte sind bei diesem Verfahren am besten, außerdem entfällt der Arbeitsaufwand bei der Zusammenspannung der Schüsse. Nachteilig erwies sich jedoch der erhöhte Platzbedarf der Spannbetten und der Lagerung der fertiggestellten Pfähle. Ein weiterer Nachteil dieses Verfahrens ist der logistische Aufwand. Pfahllänge und sogar die Reihenfolge mussten mit ausreichender Vorausschau geplant werden, da sonst sehr umständliche Umlagerungen mit den großen und schweren Pfählen nötig wurde.³

3. Der Maracaibopfahl

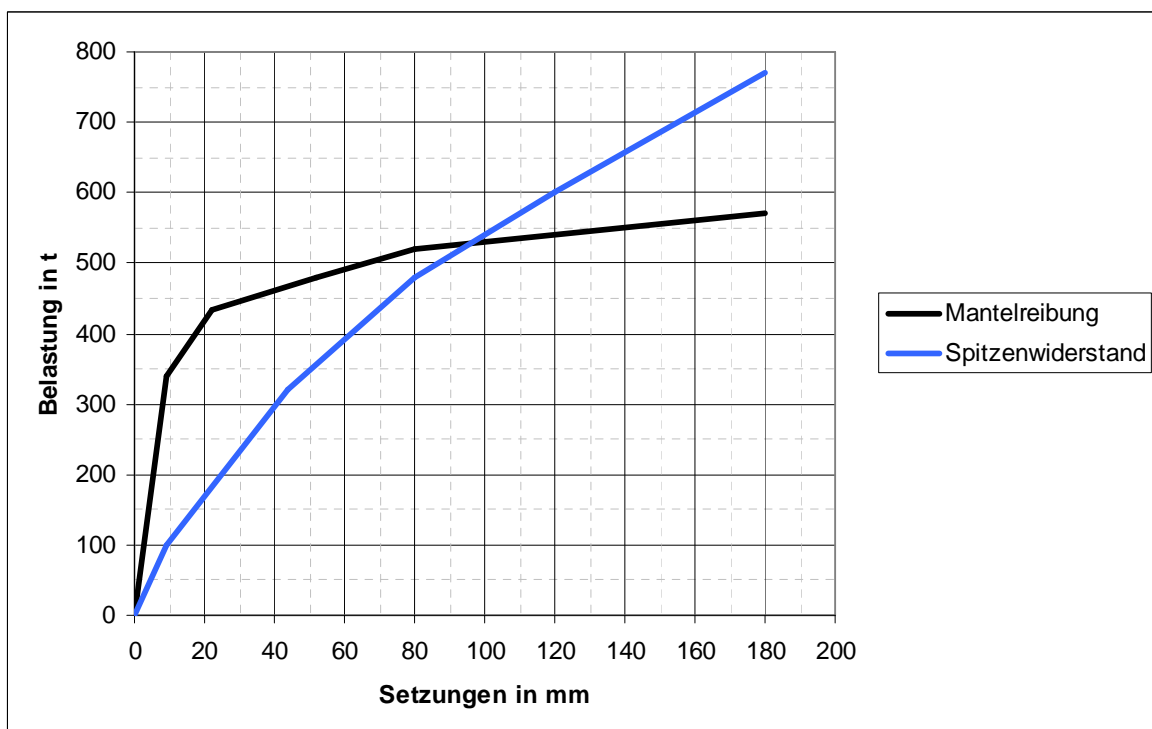
Die Probelastungen an die Rammpfähle ergaben bei 1,35 m Durchmesser technisch unbefriedigend und unwirtschaftliche Ergebnisse her. Der Einsatz von Bohrpfählen war daher unumgebar. Es wurden Versuche unternommen um einem Bohrpfahl zu entwickeln der hohe Lasten mit geringen Setzungen aufnehmen konnte. Die Versuchspfähle wurden durch ein verrohrtes Bohrloch in ausreichende Tiefe gebracht. Die Pfähle wurden dann in einem Stück eingesetzt. Beim Herausziehen des Rohres wurde der Raum zwischen Pfahl und Boden mit einer Zementsuspension verpresst.³

Setzungsdiagramm der fünf untersuchten Bohrfahrtypen ⁵



Beim Pfeiler 12, 100 m nördlich der Brückenachse, wurden fünf gerammte Versuchspfähle hergestellt. Die Bohrfähle besaßen alle den selben Durchmesser, unterschieden sich aber in der Ausbildung ihrer Spitzen. Der Pfahl 1 hatte eine lose Spitze die nach Erhärten der Mantelverpressung durch Rammung den Boden unterhalb des Pfahles verdichten und damit die Setzungen verringern sollte. Diese nachträgliche Rammung erwies sich als äußerst schwierig und zerstörte den Pfahlfuß.

Spitzenwiderstand und Mantelreibung bei Belastung des Bohrfahles 2 ⁵



Beim Pfahl 2 wurden Druckkissen eingebaut mit deren Hilfe man die Mantelreibung bestimmen konnte. Die Messungen ergaben einen Reibungswiderstand an der verpressten Mantelfläche von 8 bis 14 t/m². Diese hohen Werte waren dank des guten Verbundes zwischen der Mantelfläche des Pfahles und den Sand- und Eisenoxydschichten möglich. Der Pfahl wurde mit 1357 t belastet und setzte sich dabei um 18,2 cm. Die ersten 10 mm Setzung wurde unter einer Prüflast von 497 t erreicht wobei 357 t also 76.5 % durch die Mantelreibung und nur 23,5 % durch den Spitzenwiderstand übernommen wurden. Der Druck an der Pfahlspitze betrug bei 10 mm Setzung nur 6,7 kg/cm² und stieg bei 18,2 cm Setzung auf 44,4 kg/cm². Der Pfahl trug also wie die meisten Bohrpfähle unter zulässigen Setzungen fast nur durch seine Mantelreibung. Die Aufgabe der Ingenieure lag nun darin einen Weg zu finden den Spitzendruck nicht erst nach 10 bis 20 cm Setzung, sondern schon erheblich früher zu aktivieren. Hierfür entwickelte man eine Spitzenverpressung der Bohrpfähle die patentiert wurde. Der Pfahlfuß wurde 1,5 m hoch ausbetoniert und in diesem Pfropfen eine sternförmige Verpresskammer ausgespart. Im Scheitel dieser Kammer mündeten zwei einzöllige Verpressrohre und durch ein Stahlblech wurde die Verpresskammer unten verschlossen. War der Pfahl durch seine Mantelverpressung mit dem Boden verbunden wurde er anschließend unter seinem Fuß mit Zementmörtel verpresst. Der Bohrpfahl 4 und 5 waren die ersten Versuchspfähle die mit dem neuartigen Verfahren der Spitzenverpressung hergestellt wurden. Die unterschiedlichen Setzungen der beiden Pfähle ist auf die geringere Einbindetiefe des Pfahles 4 zurückzuführen.⁵

2.4.3 Die Bohrpfähle und die Erfindung des Maracaibo-Pfahls

Anhand der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen bemühte sich das technische Büro ein geeignetes Verfahren zu entwickeln, um Bohrungen aus dem Wasser heraus und durch wechselnde Schichten auszuführen. Es traten zwei grundsätzlichen Fragen auf:

1. Wie konnte man das Bohrgut am bestem befördern? Also die Frage der Spülungsart.
2. Ob das Bohrloch verrohrt werden muss?

Zwei Spülungsarten wurden in Erwägung gezogen. Zum einen die Linksspülung (Heute: Saugbohrverfahren) und die Rechtsspülung (Rotary-System). Bei der Linksspülung wird das Bohrgut mit dem Spülstrom durch das Gestänge von einer Zentrifugalpumpe gefördert. Das abgesaugte Wasser wird im Bohrloch nachgefüllt um dem Grundwasserdruck entgegen zu wirken. Die Rechtsspülung dagegen, nutzt eine Betonitsuspension um das Bohrgut hochzudrücken. Die Betonitsuspension erhöht die Standfestigkeit des unverrohrten Bohrloches, erfordert jedoch einen größeren Geräteinsatz gegenüber dem Saugbohrverfahren.

Um die knappe Frist zum Fertigstellungstermin und die laufenden Kosten in Grenzen zu halten, mussten die Leistungskapazitäten für Gründung und Überbau so miteinander abgestimmt werden, dass keine Produktions- Engpässe entstehen. Dies erfordert die Herstellung der Gründung an verschiedenen Stellen gleichzeitig und mit vertretbaren Aufwendungen. Ein Rechtsspülgerät erforderte eine grosse schwimmende Anlage zur Trennung und Aufbereitung der Betonitsuspension. Solche Geräte mehrfach zu erwerben, hätte viel zu hohe Investitionskosten verursacht, und ließe die Notwendigkeit eine Vollverrohrtebohrung nicht ausschließen.

Letztendlich wurde entschieden, Linkspülgeräte der Firma Salzgitter einzusetzen. Die ersten Versuche unverrohrt zu bohren misslungen, weil die Löcher nicht stabil genug waren und nach einiger Zeit zu fielen. Außerdem war die Gefahr groß, dass beim Einsetzen eines Bohrpfahles die Bohrwände abgeschabt werden konnten, und dann der Pfahl auf lockerem Boden steht. Deshalb war es nötig, die Bohrwände mit einem Mantelrohr zu unterstützen.³

2.4.3.1 Die Bohrmaschine

Man kombinierte eine Saugbohranlage der Firma Salzgitter mit einem Drehgerät der Firma Bade. Beide Maschinen wurden zusammen in einem Käfig angebracht, so dass sie von einem Kran an eine beliebige Bohrstelle versetzt werden konnten. Das gesamte Gewicht des Gerätekäfigs erreichte knapp 45 t.. Schwierig war es, einen Bohrer zu entwickeln der alle anstehenden Bodenarten lösen konnte, Sand, Ton, Konglomerate und Sandsteinschichten mussten durchdrungen werden, und dabei derartig zerkleinert werden, dass sie die Ansaugöffnungen nicht verstopften. Das Ergebnis aus dieser Entwicklung war ein 4-Stufiger Bohrkopf der mit zwei hintereinander laufenden Flügeln die gesamte Bohrlochsohle eingreift. Das gelöste Bohrgut wurde mit einem hohlen Bohrgestänge abgesaugt und im See abgeleitet, wobei eine Füllpumpe den Wasserstand stets einen Meter unter der Mantelrohr-Oberkante hielt. Dieser Überstand war wichtig, um den in den unten liegenden Schichten vorhandenen Grundwasserüberdruck entgegenzuwirken.

Der Bohrfortschritt in den verschiedenen Schichten war sehr unterschiedlich: von 3m/h in reinem Sand, bis zum 0,5m/h in den Konglomeraten-Schichten. Die Bohrgestänge wurden aus 3m langen Rohren zusammengeschaubt. Die Mantelrohre Ø1,5m. wurden drehend eingeführt und aus ca. 10m langen Abschnitten zusammenschweißt.³

2.4.3.2 Bohrpfahlherstellung und Bohrvorgang

Zu Gründung der Brücke wurden insgesamt 712 Bohrpfähle eingesetzt. Sie wurden speziell für Maracaibo entwickelt und von dem Konsortium patentiert. Die bis zu 57m langen und 110t schweren Pfähle erhielten bei der Aufhängung an 3 Punkten Momente bis zu 104 mt. und wurden deshalb mit einer Vorspannung von 5,8 N/mm² bei einer Beton Festigkeit 55 N/mm² hergestellt.

Nachdem die Solltiefe erreicht wurde, zog man den Bohrkopf aus dem Loch. Die Pfähle wurden von einem Kran angehoben, horizontal gestellt und ins Loch eingeführt. Das Mantelrohr wurde an dem Kran aufgehängt und drehen hochgezogen, dabei wurde der Raum zwischen Pfahl und Bohrwand mit Zementmörtel verpresst, Die Verpresshöhe betrug i.d.R. 8 m bis 10 m. Nach Erhärten der Mantelverpressung erfolgte die Verpressung der Pfahlspitze. Der Mörtel wurde einem Wasser-Zement-Verhältnis von 0,4 in einem Mischwerk hergestellt und dann durch eine mit Pressluft angetriebene Hochdruckpumpe in das Pressrohr gedrückt. Je nach der Einbindelänge des Pfahle würde mit einem Druck zwischen 20 bis 40 atm. gepresst so dass zwischen Pfahlfuß und Boden eine Vorspannung im Höhe des späteren Gebrauchslast entstand. Es gab Pfähle bei denen in der Nähe des Pfahlfußes Schichten aus weichen Schluff eingelagert waren. Durch wiederholte Verpressung gelang es jedoch solche Schichten so weit zu verdrängen und zu befestigen dass sie die Tragfähigkeit des Pfahles nicht beeinträchtigten. Wären bei den meisten der Pfähle zwischen 150 und 300 Liter Mörtel verbraucht wurden, mussten in solche Pfähle bis zu 3000 Liter Mörtel eingepresst werden.

Durch die Verpressung aller Pfähle eines Pfeilers bis zum gleichen Enddruck wurden die unterschiedlichen Bodenverhältnisse ausgeglichen und gleichförmige Setzungen erreicht.³

2.5 Öffnungen mit Spannweiten von 235 m

2.5.1 Planungsgrundlagen

Das venezolanische Schifffahrtsamt forderte fünf Öffnungen mit je 200 m Durchfahrtsbreite und 45 m lichter Höhe. Bei der geforderten lichten Durchfahrtsbreite von 200 m ergab sich als Länge der freien Kragarme 77 m. Da solche langen Auskragungen nicht ohne zusätzliche Abstützung wirtschaftlich realisierbar sind, mussten die Kragarme am Ende gestützt werden. Man entschied sich für eine Schrägseilabspannung über 92,5 m hohe Pylone. Die 235 m langen Öffnungen sollten wie alle Andern äußerlich statisch bestimmt sein, so dass unterschiedliche Setzungen der Pfeiler oder Erdbebenstöße sie nicht gefährden können. Die Frage, wie man die Mittelöffnungen am besten bautechnisch realisieren könnte, bereitete den Ingenieuren und Verantwortlichen in Deutschland großes Kopfzerbrechen. Viele Szenarien wurden theoretisch ausgearbeitet wovon am Ende nur fünf Varianten in engeren Betracht gezogen wurden. Es gibt im Großen und Ganzen eigentlich nur zwei Verfahren um solche Überbauten technisch auszuführen. Zum einen den aus ingenieurtechnischer Sicht äußerst eleganten Freivorbau und zum anderen den konventionellen Schalungsträger der auf unterschiedlichste Art und Weise gelagert werden kann um die Konstruktion zu Stützen und abzufangen. Man muss dazu sagen, dass der Freivorbau zu dieser Zeit noch in den Kinderschuhen steckte und es sich deshalb bei Anwendung um ein nicht erprobtes Verfahren gehandelt hätte. Die Konzepte die Schalungsträger vorsahen unterschieden sich nur in der Geometrie des Trägers und deren Lagerung auf der Bohrpfahlkopfplatte und dem Wasser. Bei der vertraglich festgelegten Bauzeit von 40 Monaten für eine fast 9 km lange Brücke mussten die Verantwortlichen genau abwägen ob sie einem in diesen Dimensionen noch nicht erprobten Verfahren zustimmten. Bei einer möglichen Bauzeitüberschreitung hätten dem Konsortium untragbare finanzielle Belastungen gedroht. Die fünf großen Öffnungen lagen im Brückenabschnitt mit der größten Wassertiefe da nur dort ein Schiffsbetrieb für Tankerschiffe gewährleistet werden konnte. Während der gesamten Baumaßnahme musste der Schiffsverkehr Aufrechtgehalten werden da Venezuela durch die Erdölvorkommen im Maracaibosee zum zweitgrößten Erdölexporteur aufgestiegen ist. Da eine Abstützung bei Schalungsträgern auf dem Wasser, bei den vorhandenen langen Auskragungen der Fahrbahntische, unabdinglich war kann man sich das Gefährdungspotential einer möglichen Schiffskollision vorstellen. Da im Freivorbau keine Abstützungen innerhalb der Wasserstraßen von Nöten sind bringt dieses Verfahren, auf die oben angesprochene Gefahr, große Vorteile mit sich. Am Ende hat man sich für die althergebrachte Methode mit abgestützten Rüstträgern entschieden um nicht unvorhergesehene Verzögerungen durch ein neues Verfahren zu riskieren. Der ausgeführte Vorschlag sah weit gespannte Stahlfachwerkträger, abgesetzt auf integrierten herunterklappbaren Pendelstützen auf provisorischen Fundamenten und auf den vorher fertiggestellten Stahlbetonstützen der Brückenkonstruktion vor. Trotz der erprobten Art und Weise entstanden für die planenden Ingenieure von Anfang an genügend theoretische Probleme wie zum Beispiel das Kriechen und Schwinden der einzelnen Abschnitte, Verformungen der Fachwerktrüsträger durch Auflast und Temperatur, Umlegung der Gesamtbelastung vom Fachwerkträger auf die Seile, die sich bis zur Vollendung der Öffnungen hinzogen.

Um im Bauzustand die höchst gefährdeten Pendelstützen der Rüstträger vor möglichen Kollisionen zu schützen wurden schwimmende Hubinseln vor die provisorischen Fundamente gestellt.^{5,2}

2.5.2 Die Pfahlkopfplatte

Jeder Pylon steht auf 62 Bohrpfählen, die biegesteif mit der Pfahlkopfplatte verbunden sind. Die Pfahlkopfplatten mit den Abmessungen 38,65 x 34,60 x 5,90 m verschlungen 5100 m³ Beton der Güte B 300 und 400 t Bewehrungsstahl.

Die Bodenschalung der Pfahlkopfplatten bestand wie bei allen anderen Pfeilern aus Betonfertigteilen, die an Land hergestellt wurden. Sobald die Bohrpfähle eines Mittelpfeilers eingesetzt, ausbetoniert und verpresst waren wurden Luftaufnahmen aufgezeichnet um die genaue Lage der Pfähle für die Aussparungen der Pfahlkopfplatte zu bestimmen. Jede Pfeilerkopfplatte bestand aus zwanzig 50 bis 60 t schweren Fertigteilen, die mit Hilfe von Schutten und Schwimmkränen montiert wurden. Die Pfeilerköpfe der Bohrpfähle mussten nicht für die Montage der Fertigteile auf eine Höhe abgespitzt werden. Zur Befestigung der Kopfplattelemente mit den Pfählen verwendete man höhenverstellbare stählerne Aufhängungen, die später mit einbetoniert wurden. Die Pfahlkopfplatte musste aus betontechnologischen Aspekten in fünf Lagen betoniert werden, um die benötigte Qualität zu erreichen. Die Betonage erfolgte mit zwei schwimmenden Betonieranlagen der Firma Johnson. Beide Anlagen konnte stündlich bis zu 40 m³ Beton mischen und einbringen.⁵

2.5.3 Baustelleneinrichtung für die großen Pfeiler

In die X-Stützen, den Pylon und den Fahrbahnträger jedes Pfeilers wurden über 10.000 m³ Beton und über 800 t Bewehrungsstahl eingebaut. Dabei waren die Baustoffe für den Pylon bis zu einer Höhe von 92,5 m und für die Auskragungen bis zu 94 m seitwärts zu befördern. Um die einzelnen Bauabschnitte beliefern so können wurden zwei Turmdrehkrane auf der Pfahlkopfplatte aufgestellt. Da die Stützen und Pfeilerscheiben der Pylone einen sehr großen Flächenbedarf der Pfahlkopfplatte einnahmen mussten Konsolträger die 4 m seitlich rausragten auf der Pfahlkopfplatte montiert werden um so eine genügend große Aufstellfläche für die Kräne zu gewährleisten. Der Hauptkran konnte noch am Ende seines Auslegers Lasten von 4 t heben. Für den ersten Bauabschnitt wurde der Kran für eine Hakenhöhe von 69 m ausgelegt. Für die zahlreichen Arbeitsvorgänge wie das Einschalen, Bewehren, Betonieren und Ausschalen der X-Stützen und der unteren Pylonenabschnitte wurde der zweite Turmdrehkran auf der andren Seite des Pfeilers eingesetzt. Um den Beton auf den Auskragungen verteilen zu können wurden auf den Rüstträgern ebenfalls Turmdrehkräne aufgestellt. Diese Kräne verursachten Torsionsbeanspruchungen auf die Rüstträger, so dass die Tragfähigkeit gedrosselt werden musste. Alle Turmdrehkräne wurden an Land aufgestellt und in einem Stück mit dem Schwimmkran Ajax zum jeweiligen Bestimmungsort versetzt. Der Beton für die X-Stützen und der Pylone wurde mit Betonkübeln über die Turmdrehkräne eingebracht. Für die Betonage der Auskragungen und der oberen Abschnitte der Pylone wurde ein Betonsilo auf dem Pfeilertisch errichten um die Hubwege der Kräne zu minimieren. Das Betonsilo wurde über einen Aufzug, der an dem Pylon befestigt wurde befüllt. Von dem Silo aus wurde der Beton mit Hilfe von Motorjapanern, über provisorische Fahrbahnen, auf den Kragarmen verteilt.

Auf jeder Pfahlkopfplatte wurden drei Stromaggregate, ein Kompressor und eine leistungsfähige Wasserpumpe stationiert. Von hier aus wurden die einzelnen Bauabschnitte mit Strom, Druckluft und Wasser versorgt.⁵

2.5.4 X-Stützen der Pfeiler

Da die Brückenkonstruktion einen sehr hohen Vorfertigungsgrad besitzt wurde natürlich auch über die Möglichkeit nachgedacht die Stützen der 85 m und 235 m großen Öffnungen an Land herzustellen. Da die Verantwortlichen sich dafür entschieden haben die Stützen in Ortbetonbauweise herzustellen lag zum größten Teil in den wechselnden Fahrbahnhöhen was zur Folge hatte das die Abmessungen der Bauteile von Pfeiler zu Pfeiler unterschiedlich waren. Außerdem würden beim Transport und dem damit verbundenen versetzen und drehen der Bauteile Kräfte wirken die von der entworfenen Geometrie nicht ohne aufwändige Hilfskonstruktionen hätten aufgefangen werden können. Die Stützen unter dem Fahrbahnträger haben einen Doppel-T-Querschnitt. Die X-Stützen besitzen quer zur Brückenachse von der Pfahlkopfplatte bis zum Pfeilertisch eine konstante Breite von 5,25 m. Die Stützen verjüngen sich aber in Brückenlängsrichtung von 2,57 m in Höhe der Pfahlkopfplatte auf 1,38 m unter dem Pfeilertisch. In dem Knotenpunkt der Pfeilerscheiben werden die beiden nebeneinander stehenden X-Stützen durch einen Querriegel miteinander verbunden. Die Bauteile wurden mit Stahlkletterschalung der Firma Luchterhand, die speziell an die Geometrie angepasst wurde, eingeschalt und vor Ort betoniert. Die großen Öffnungen mit allen seinen Bauteilen waren jedoch so geplant worden, dass man ihre Schalung und Bewehrung in großen Einheiten an Land vorfertigen und mit den vorhandenen Turmdrehkränen oder Schwimmkränen montieren konnte. Die Stützen und Pylone wurden in der Betongüte B 450 hergestellt. Aus den Berechnungen der Bauzustände ergab sich, dass die Stützen in bestimmten Abständen während der Betonage abgestützt werden mussten, um Spannungen und Verformungen in den zulässigen Grenzen zu halten.⁵

2.5.5 Der Pylon

Die 92,5 m hohen Pylonen bestehen aus zwei A-förmigen Rahmen, die nicht mit dem Pfeilertisch verbunden sind. Die beiden Rahmen werden durch zwei Querriegel unter dem Pfeilertisch und durch einen Querriegel an der Spitze miteinander verbunden. Durch die A-Form sind die Pylonen in Brückenlängsrichtung geneigt. Außerdem neigen sich die beiden Pylonenscheiben in Brückenquerrichtung. Der Querschnitt der Stiele verjüngt sich vom Fußpunkt von 4,96 x 2,20 m zum Kopfpunkt auf 2,31 x 2,92 m. Diese außergewöhnlichen Randbedingungen erschwerten das Einschalen und Bewehren enorm. Außerdem mussten die einzelnen Betonierabschnitte sehr genau von den Ingenieuren vermessen werden um die gewünschten Abmessungen zu erhalten. Aus den statischen Berechnungen der Bauzustände mussten wie zuvor bei den X-Stützen die Pylonstiele während der Herstellung durch aufwändige Hilfskonstruktionen aufgefangen werden. Deshalb wurden die X-Stützen jeweils einen Abschnitt voraus betoniert, so dass sie zur Aussteifung der Pylone herangezogen werden konnten.⁵

2.5.6 Der Pfeilertisch

Der Pfeilertisch besteht aus einem dreizelligen Hohlkastenquerschnitt mit 14,22 m Breite, 5,0 m Höhe und 48,55 m Länge. Aufgrund der statischen Berechnung musste der Pfeilertisch längs und quer vorgespannt werden.

Der Pfeilertisch wird allein durch die X-Stützen getragen, denn die Pfeilerscheiben der Pylone laufen ohne Verbindung am Tisch vorbei. Nach der Fertigstellung des Pfeilertisches konnte mit der Montage der Rüstträger begonnen werden. Die Rüstträger wurden über Schuten zur Pfeilerbaustelle geschleppt und von dort aus mit dem Schwimmkran Ajax und Winden hochgezogen. Die Rüstträger mussten auf Grund ihres hohen Gewichtes einzeln hochgezogen und befestigt werden. Um einen Rüstträger hochziehen zu können benötigte man vier Elektrowinden welche am Pfeilertisch befestigt wurden. Die Winden hatten dabei 120 t und der Ajax 180 t zu heben. Nach dem Hochziehen wurden die Seile der Winden dann durch eine feste Aufhängung mit Flachstählen ersetzt, deren Höhe durch Pressen auf der Fahrbahn geregelt werden konnte. Auf der anderen Seite des Rüstträgers wurden die Pendelstützen über Winden abgelassen und auf provisorischen Fundamenten gelagert. Während dieses Bauzustandes entstanden im Pfeilertisch Momentenbelastungen die über eine mittige Vorspannung abgedeckt wurden. Die Pfeilertische wurden grundsätzlich in gleicher Weise eingeschalt wie bei den 85 m Öffnungen. Im Gegensatz zu den 85 m Öffnungen musste auf Grund der unterschiedlichen Stützengeometrie der Lehrgerüstträger in drei Abschnitte unterteilt werden. Dabei wurden an Land vorgefertigte Rüstträgererelemente mit Hilfe eines Schwimmkranes auf Pressen abgesetzt. Die hydraulischen Pressen standen auf provisorischen Stahlträgerkonsolen welche an den X-Stützen befestigt wurden. Mit Hilfe der Pressen konnten die Rüstträger auf die exakte Höhe justiert werden. Als besonders schwierig gestaltete sich das aufsetzen des Mittelteiles, da der Turmdrehkran, der Personen- und der Betonlift die Rangiermöglichkeiten stark einschränkte. Durch die Verwendung von freitragenden Rüstträgern konnte auf eine tragende 40 m hohe Einrüstung verzichtet werden. Trotzdem mussten die X-Stützen komplett eingerüstet werden um eine Arbeitsbühne für die nötigen Vorarbeiten zu schaffen. Die vorgefertigten Rüstträgererelemente waren mit Schalung und Bewehrung bestückt und wurden abschnittsweise montiert. Durch die Anordnung waagerechter Zugglieder konnten die schrägen X-Pfeilerstützen vor Überbeanspruchung geschützt werden. Nach dem Betonieren wurden die Lehrgerüstträger abschnittsweise abgebaut, von einem Schwimmkran auf Schuten gesetzt und zur Vorbereitung auf den nächsten Einsatz an Land gebracht.⁵

2.5.7 Die Rüstträger

Die Rüstträger für die Auskragungen wurden von der Arbeitsgemeinschaft Demag-Gollnow in Deutschland aus St 52 vorgefertigt und in Einzelteilen auf die Baustelle geliefert. Für das Zusammenbauen der riesigen Fachwerkträger wurde eine Halbinsel aufgespült von der die fertigen Träger über ein Schienensystem auf Schuten verladen werden konnte. Die Rüstträger hatten eine Höhe von 6 m und eine Länge vom Pfeilertisch bis zu ihren Pendelstützen von 57,08 m. Das frei auskragende Trägerende hatte eine Länge von 16,94 m, Somit besaß ein Rüstträger eine Gesamtlänge von $57,08 \text{ m} + 16,94 \text{ m} = 74,02 \text{ m}$. Aufgrund dieser Gesamtlänge konnten die Träger nicht unter dem Portalkran zusammengebaut werden und benötigten eine gesonderte Baustelleneinrichtung. Jeder Rüstträger bestand aus zwei Fachwerkträgern die über Riegel an den Ober- und Untergurten miteinander verbunden wurden. Um eine Auskragung einzuschalen zu können mussten aufgrund der Brückenbreite zwei Rüstträger nebeneinander verlegt werden. Wegen der kurzen Bauzeit von 40 Monaten benötigte man zwei vollständige Schalungs- und Rüstträgersätze, so dass man parallel an zwei Pfeilern arbeiten konnte. Die dazu benötigten acht Rüstträger besaßen zusammen ein Gewicht von 2200 t.

Damit nach der Betonage der Kragträger keine Durchbiegungen in der Fahrbahn entstanden wurden die Fachwerkträger zwischen ihren Auflagerungen um 14 cm überhöht. Nach dem Zusammenbauen eines Rüstträgers wurde noch an Land die Schalung und Bewehrung auf dem Träger montiert. Da so eine Gesamteinheit bestehend aus Rüstträger, Schalung und Bewehrung für die Schwimmkräne zu schwer war mussten sie getrennt voneinander auf der Baustelle montiert werden. Man ließ deshalb nur die Bewehrung des Trägerendes auf der Rüstung. Die übrigen vier Schalungskästen wurden getrennt auf Schuten zur Einbaustelle geschleppt. Nach dem Hochziehen eines Rüstträgers konnten dann die Schalungskästen separat auf den Träger versetzt werden. Nach dem Zusammenbau und der Anpassung der Schalungskästen wurden die Träger über ein Schienensystem aufs Wasser verfahren und dort mit Schuten durch Lenzen gehoben. Von dort aus konnten sie dann bequem zum Pfeiler geschleppt werden.⁵

2.5.8 Die Hilffundamente

Jeder der acht Rüstträger verfügte über eine intrigierte am Untergurt befestigte Pendelstütze. Eine Pendelstütze bestand aus zwei vierkant Hohlprofilkästen die über Riegel und Diagonalen zu einem mehrteiligen Druckstab verbunden wurden. Die Rüstträger wurden zum einen auf dem Pfeilertisch und zum anderen auf der Pendelstütze gelagert. Unter den Pendelstützen mussten provisorische Fundamente errichtet werden. Für jedes Hilffundament wurden zwanzig spiralgeschweißte Stahlrohre von 76 cm Durchmesser und ¼“ Wandstärke gerammt. Die Pfahlfüße wurden 3 m hoch mit Beton verfüllt, um auch dichte Sandschichten durchdringen zu können. Die Pfahllängen bestimmte man wie zuvor auch mit Standard-Penetration-Tests und Spitzendrucksonden. Dadurch ergaben sich Pfahllängen von bis zu 41 m. Mit Hilfe eines 15 t Bären und 0,5 m Fallhöhe wurden die Stahlpfähle so lange gerammt, bis mindestens 35 Schläge für 10 cm Eindringung erforderlich waren. Die zwanzig Stahlpfähle fasste man zu vier Pfahlblöcken zusammen, so dass jeder Hohlkastenquerschnitt der beiden Pendelstützen die Lasten zentrisch in die Pfähle einleiten konnte. Auf die Pfahlköpfe wurden Betonpolster und ein vorgespannter Stahlbetonbalken verlegt. Zwischen den Stützenfüßen und den Betonbalken wurden hydraulische Pressen geschaltet. Die Setzungen der Pfahlgruppen wurden laufend gemessen und mit Hilfe der Pressen ausgeglichen. Sie betrugen im ungünstigsten Fall 24 mm. Die beiden äußeren Pfahlgruppen erhielten Lasten von je 806 t und die beiden inneren je 658 t.⁵

2.5.9 Der Seilquerträger

Für die Befestigung der Tragseile wurden Seilquerträger in die Fahrbahn integriert. Die Einleitung der großen Kräfte aus den Tragseilen in die Seilquerträger erforderte eine Längsvorspannung und einen hohen schlaffen Bewehrungsgrad. Die Seilquerträger wurden in der gleichen Neigung wie die Tragseile eingebaut. Um diese komplizierte Bewehrungsführung nicht auf der Auskragung ausführen zu müssen wurde auch dieses Bauteil an Land vorgefertigt. Der 60 t schwere Bewehrungskorb des Seilquerträgers wurde an Land in seiner planmäßigen Schräglage geflochten. Auf Holzgestellen wurden zehn Stahlrahmen versetzt, die zum Verlegen der 70 Spannkabel, zum Aussteifen der Bewehrung und zum Anschlagen der Traverse dienten. Um die Tragseile später durch den Träger führen zu können mussten natürlich dafür Aussparrungen vorgesehen werden. Diese Aussparrungen wurden mit Hilfe von dickwandigen Stahlrohren realisiert.

Die Stahlrohre fasste man oben und unten in Stahlplatten zusammen und verschweißte sie miteinander. Nach diesem Arbeitsgang wurden die schlaffe Bewehrung und die Spannkabel verlegt. Die Spannköpfe wurden an der stählernen Stirnschalung verschraubt um beim Transportvorgang und Einbau die Spanngliedführung nicht zu verschieben. Um die Bewehrungskörbe in ihrer Schräglage versetzen und einbauen zu können wurde eine spezielle Traverse gebaut. Als Traverse wurden Walzprofile zu einem Trägerrost zusammengeschweißt, der es ermöglichte die Bewehrung so genau einzusetzen, dass die größte Abweichung der Leerrohre für die Tragseile nur ± 2 cm betrug.⁵

2.5.10 Die Betonage des Kragarmes

Nachdem die Rüstträger hochgezogen, montiert und ausgerichtet waren konnten die vier Schalungssätze und der Bewehrungskorb des Seilquerträgers montiert werden. Natürlich mussten die Arbeiter die angrenzenden Schalungssätze untereinander, mit dem Bewehrungskorb des Seilquerträgers und dem Pfeilertisch mit schlaffer Bewehrung zusätzlich verbinden. Ein Kragarm besteht aus einem 5 m hohen vierzelligen Hohlkasten mit 25 cm starken Wandungen. Die Kragarme wurden anschließend in sechs Abschnitten betoniert, um die hierbei auftretenden Formänderungen ausgleichen zu können. Die Reihenfolge der Betonierabschnitte wurde so aufeinander abgestimmt, dass der Pfeilertisch und seine Stützen keine unzulässigen Belastungen erhielten. Zwischen den einzelnen Betonierabschnitten verblieben zunächst 75 cm breite Fugen, die erst geschlossen wurden, nachdem der Rüstträger mit Hilfe seiner Fußpressen unter den Pendelstützen sich in seiner planmäßigen Höhenlage befand. Der Beton wurde mit schwimmenden Betonieranlagen der Firma Johnson hergestellt und über einen Aufzug in ein Betonsilo befördert. Vom Betonsilo aus wurde mit Hilfe von Motorjapanern der Beton zum Turmdrehkran am Ende der Auskragung befördert. Dazu musste in der Mitte des Kragarmes eine Betonierstraße zum Turmdrehkran errichtet werden. Von den Motorjapanern übernahm dann der Turmdrehkran den Beton und versetzte ihn zum jeweiligen Einbauort. Die einzelnen Elemente des Hohlkastens wurden abschnittsweise so nacheinander betoniert, dass die Arbeitskolonnen fortlaufend Einschalen, Bewehren und Betonieren konnten.

2.5.11 Die Tragseile

Die Tragseile wurden aus kaltgezogenen, patentierten Siemens-Martin_Guß-Stahldrähten von der Firma Felten & Guilleaume hergestellt. Die Tragseile besitzen einen Durchmesser von 74 mm und sind aus sieben unterschiedlichen Profildrähten zusammengesetzt. Die beiden Kragarme eines Pfeilers wurden mit 32 Tragseilen gespannt und getragen. Alle 32 Tragseile haben eine ständige Last von 5425 t zu tragen, so dass auf jedes Seil 170 t entfallen. Der Verkehrslastanteil pro Seil beträgt 14 t. Das Elastizitätsmodul und die Bruchlast der Seile wurden durch Versuche ermittelt. Die Bruchlast eines Seiles ergab sich aus vier Versuchen zu 601 t. Die Seile wurden in Deutschland auf die richtige Länge gebracht und an den Enden mit Seilköpfen versehen worden. Die Seilköpfe besitzen Innengewinde zum Einschrauben der Zugspindeln. Damit wurde eine Aufnahme geschaffen die Seile mit Pressen spannen zu können. Der feste Sitz der Seilköpfe war nach der Herstellung durch Dehnungs- und Langzeitmessungen geprüft worden. Um die Tragseile über den Pylon spannen zu können wurden Seilstege verwendet. Die Seilstege wurden an Land vorgefertigt, auf Schuten verladen und mit dem Turmdrehkran auf den Pfeilertisch versetzt. Jeder Seilsteg wurde dann mit Winden zum Kabelsattellager hochgezogen und dort verankert.

Das andere Ende des Seilsteges wurde zum Seilquerträger gezogen und dort befestigt. Die Tragseile wurden in Rollen mit 4 bis 5 m Durchmesser auf die Auskragungen versetzt. Auf der Fahrbahn der Kragarme wurden sie ausgelegt, gereckt, nachgemessen, gereinigt und mit einem Grunanstrich versehen. Dann wurden sie einzeln durch die Stahlrohre des Seilquerträgers gesteckt und verankert. Von dort aus wurden sie über die Seilstege hinauf über ein Montage-Rollensattelager am Kopf des Pylons, auf der anderen Seite den Seilsteg wieder hinuntergezogen und in die entsprechenden Stahlrohre des gegenüberliegenden Seilquerträgers eingeführt. Die Tragseile liegen im Seilquerträger in vier Lagen und im Kabelsattelager in zwei Lagen übereinander. Vor dem Anspannen der Tragseile wurden die Pressendrucke unter den Pendelstützen gemessen und hiernach die Spannkraft festgelegt. Unbeabsichtigte Unterschiede im Eigengewicht der Kragarme konnte dadurch ausgeglichen werden. Bei guten Randbedingungen konnten an einem Tag zwei bis drei Seile über den Pylon gezogen und in der folgenden Nacht symmetrisch angespannt werden. Es wurde ausschließlich nachts gespannt um den Einfluss der Temperaturen so weit wie möglich auszuschalten. Während des Spannens der Tragseile musste der Beton des Seilquerträgers vorgespannt werden. Nur durch eine genaue Spannfolge blieb der Beton der Seilquerträger ohne Zugspannungen. Sobald die Pendelstützen der Rüstträger durch das Spannen der Tragseile vollkommen entlastet waren, wurden die Pressen abgebaut. Damit verhinderte man, dass bei Erwärmung sich die Pendelstützen nicht wieder auf den Pressen festsetzen konnten. Der Rüstträger wurde nach dem Einfahren der Pendelstützen über Pressen, die sich auf der Fahrbahn der Kragarme abstützten gehalten. Die Rüstträger wurden danach wieder vom Schwimmkran Ajax und von Winden am Pfeiler auf Schuten abgelassen.⁵

Literatur:

¹ Vortrag an der Technischen Hochschule Karlsruhe und an der Ruhr-Universität Bochum: „Bauen im Ausland“ Verfasser Unbekannt, Philipp Holzmann Archiv 1968

² 1. Technischer Bericht: „Vom Bau der Brücke über den Maracaibo-See“ von Herman Bay und Hans Ramm. Sonderbeilage der Zeitschrift Beton Herstellung und Verwendung. Beton-Verlag GmbH. 1963

³ 2. Technischer Bericht: „Die Brücke über den Maracaibo-See Bau und Geräte“ Dr. -Ing. Hanns Simons und Dipl. -Ing. Heinz Wind. Sonderdruck aus: „Baumaschine und Bautechnik“ 10 1963

⁴ „Der Rammpfahl“ Neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis von Dr. Ing. Wolfram Schenck; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn Berlin 1951

⁵ Buch: „Die Brücke über den Maracaibo-See in Venezuela“ Verfasser: Dr. Ing. Hanns Simons, Heinz Wind, W. Hans Moser; Verlag Bauverlag GmbH. Wiesbaden – Berlin Printed in Germany 1963