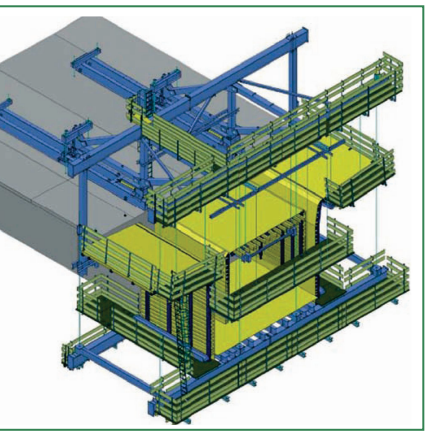
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung projektmanagement
TU Graz

MASTERARBEIT



DAS FREIVORBAUVERFAHREN – REFA-ANALYSE UND AUFWANDSWERTEERMITTLUNG ANHAND ZWEIER BRÜCKENPROJEKTE

Hadl Philipp, Bsc.

Vorgelegt am

Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft

Projektentwicklung und Projektmanagement

Betreuer

Assoc.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Christian Hofstadler

Graz am 29. September 2011

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am ....

(Philipp Hadl)

STATUARY DECLARATION

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, ...

(Philipp Hadl)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich allen Personen danken, die mir während meiner Masterarbeit mit Rat und Tat zur Seite standen.

Für die Betreuung von universitärer Seite bedanke ich mich bei Herrn Assoc.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Christian Hofstadler.

Besonderer Dank gebührt meiner Familie, die mich die gesamte Ausbildungszeit hindurch unterstützte.

Graz, am 29.09.2011

(Philipp Hadl)

Kurzfassung

Für die Herstellung einer weit gespannten Spannbetonbrücke stehen heute verschiedene Bauverfahren zur Auswahl. Die wichtigsten Bauverfahren im Massivbrückenbau sind die Lehrgerüstbauweise sowie Vorschubgerüste, Taktschiebeverfahren, Fertigteilbauweise und das Freivorbauverfahren. Letzteres kommt hauptsächlich bei weit gespannten Brücken mit schwierigen topographischen und geologischen Verhältnissen zum Einsatz, zum Beispiel beim Bau einer Brücke über einen Fluss oder ein tiefes Tal. Während die Literatur zum Hochbau häufig Aufwandswerte angibt, sind Angaben zum Brückenbau kaum zu finden.

In dieser Masterarbeit werden Aufwandswerte für das Freivorbauverfahren durch die Analyse zweier Projekte ermittelt. Dazu werden die Schalungs- und Betonierarbeiten nach den gängigen *REFA*-Methoden untersucht und eine detaillierte Nachkalkulation der Gesamt- und Teilaufwandswerte durchgeführt. Beginnend mit den Anforderungen an den Stahlbetonbrückenbau und einem Überblick über die Bauverfahren, einer genauen baubetrieblichen und bauwirtschaftlichen Betrachtung des Freivorbauverfahrens und dessen Arten und Ausführungsmöglichkeiten, wurde die Datenermittlung zufolge *REFA* erarbeitet und in der Praxis infolge von Arbeitszeitstudien für die Ermittlung von Aufwandswerten sowie Stillstandszeiten und Produktivitätsverlusten angewandt. Anhand dieser Verlustzeiten wird Optimierungspotential aufgezeigt. Die ermittelten Aufwandswerte werden von gewissen Einflüssen (z.B. Bauwerksbedingungen, Randbedingungen) getrennt und miteinander verglichen. Dabei zeigt sich, dass vor allem die Brückenlänge und –spannweite, die Gradientenhöhe, sowie die Querschnittsform der Brücke und die Qualität der Arbeitskräfte wichtige Parameter sind. Die errechneten Aufwandswerte, obwohl projektspezifisch, können wichtige Anhaltspunkte für die Planung weiterer Freivorbaubrücken im europäischen Raum bieten.

Abstract

For the construction of wide-spanned pre-stressed concrete bridges, one has various options. The most common methods are the falsework method, the movable scaffolding system, the incremental launching method, the precast concrete system and the balanced cantilever construction method. The latter is primarily used for wide-spanned bridges with difficult topographic and geological conditions, for example over a river or a deep valley. In the literature concerning structural engineering, labor consumption rates are routinely included. When it comes to bridge construction, however, they are all but absent.

This master's thesis analyzes the labor consumption rates for bridges constructed with the balanced cantilever construction method in two example projects. To this end, the formwork and launching works become analyzed according to the common *REFA*-methods and calculates the total and detailed partial labor consumption rates for the two projects. It first offers an overview of the requirements of reinforced concrete bridge buildings and the most important construction methods in solid bridge building. Next, it discusses operational and industrial aspects of the balanced cantilever construction and its different types and design options. Finally, it develops a data analysis method according to *REFA*, and applies this to determine labor consumption rates, including downtimes and loss of productivity. According to this analysis, it highlights the potential for optimization. In the analysis, care is taken to seperate out various labor consumption rates, which allows a detailed differentiation and comparison of data. It is shown that especially the bridge length and span, the gradient high, as well as the cross section and the labor quality are important factors. The results are somewhat project-specfic but can be used as guidelines for calculating labor consumption rates for similar projects in the European context.

Inhaltsverzeichnis

0 Einleitung 1
0.1 Zielsetzung ... 2
0.2 Begriffsbestimmungen ... 3
0.2.1 Arbeit ... 3
0.2.2 Arbeitskraft [AK] ... 3
0.2.3 Arbeitszeit [AZ] ... 3
0.2.4 Zeitstunden [h] ... 4
0.2.5 Lohnstunden [Std] ... 4
0.2.6 Aufwandswert [AW] ... 4
0.2.7 Schalungsgrad [s_g] ... 5
0.2.8 Bewehrungsgrad [bw_g] ... 5
0.2.9 Kritischer Weg ... 5
0.2.10 Wirtschaftlichkeit ... 6
0.2.11 Mittellohn ... 6

1 Stahlbetonbrückenbau 8
1.1 Anforderungen an den Stahlbetonbrückenbau ... 8
1.1.1 Tragsicherheit und Gebrauchsfähigkeit ... 10
1.1.2 Wirtschaftlichkeit ... 10
1.1.3 Ästhetik ... 11
1.2 Überblick über die Bauverfahren ... 12
1.2.1 Lehrgerüstbauweise ... 12
1.2.2 Vorschubgerüst ... 14
1.2.3 Taktschiebeverfahren ... 16
1.2.4 Fertigteilbauweise ... 18
1.2.5 Herstellung von Bogenbrücken ... 20

2 Der Freivorbau 23
2.1 Geschichte ... 23
2.2 Klassischer Freivorbau ... 25
2.2.1 Ablaufschema des Freivorbaus ... 28
2.2.2 Querschnittsformen und Spanngliedführung ... 34
2.2.3 Baubetriebliche und konzeptionelle Aspekte ... 38
2.3 Sonstige Arten des Freivorbaus ... 39
2.3.1 Freivorbau mit Hilfsabspannung ... 40
2.3.2 Freivorbau mit Hilfsträger ... 41
2.3.3 Freivorbau mit Vorschubrüstung (Rüstträger) ... 42
2.3.4 Freivorbau mit Fertigteilen ... 44
2.3.5 Freivorbau mit Nachläufer ... 45
2.3.6 Bogenfreivorbau ... 45
2.4 Freivorbauwagen ... 47
2.4.1 Freivorbauwagen von *Doka* ... 49
2.4.2 Aufbau Freivorbauwagen Donaubrücke Traismauer ... 53
2.5 Lückenschluss ... 55

3 Grundlagen zu *REFA* 59
3.1 Einleitung ... 59
3.1.1 Definition Arbeit ... 60
3.1.2 Definition Leistung ... 60
3.2 Arbeitssystem ... 60
3.3 Grundlagen der Datenermittlung ... 62

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

3.3.1 Verwendungszweck von Daten ... 62
3.3.2 Reproduzierbarkeit von Daten ... 63
3.3.3 Gliederung der Daten ... 63
3.4 Vorgehensweise bei der Zeitdatenermittlung ... 64
3.4.1 Grundzeit ... 67
3.4.2 Erholungszeit ... 67
3.4.3 Verteilzeit ... 67
3.4.4 Zeit je Einheit ... 68
3.4.5 Rüstzeit ... 68
3.4.6 Auftragszeit ... 68
3.5 Zeitaufnahmen ... 69
3.5.1 Einzelzeitaufnahme und Fortschrittszeitaufnahme ... 69
3.5.2 Multimomentaufnahme ... 71

4 Konzept der Baustellenanalyse 74
4.1 Einflussgrößen auf das Freivorbauverfahren ... 74
4.2 Auswahl der Zeitaufnahmemethoden ... 74
4.3 Erforderlicher Beobachtungsumfang ... 75
4.4 Ablaufarten im Freivorbau ... 76
4.4.1 Haupttätigkeiten ... 76
4.4.2 Nebentätigkeiten ... 83
4.4.3 Zusätzliche Tätigkeiten ... 86
4.4.4 Ablaufbedingte Unterbrechungen ... 86
4.4.5 Störungsbedingte Unterbrechungen ... 87
4.4.6 Erholungsbedingte Unterbrechungen ... 87
4.4.7 Persönlich bedingte Unterbrechungen ... 87
4.5 Ziel der Auswertungen ... 88

5 Donaubrücke Beska in der serbischen Republik 89
5.1 Allgemeine Projektbeschreibung ... 89
5.1.1 Freivorbau ... 90
5.1.2 Querschnittsformen ... 92
5.1.3 Arbeitsablauf und Partien ... 94
5.1.4 Teilabläufe Beska ... 97
5.2 Baustellenbeobachtungen ... 98
5.2.1 Ergebnisse der Partie A ... 98
5.2.2 Ergebnisse der Partie B ... 101
5.2.3 Ergebnisse der Partie C ... 104
5.2.4 Ergebnisse der Partie D ... 107
5.2.5 Ergebnisse der Betonieraufnahmen ... 109
5.2.6 Vergleich der Partien ... 111
5.2.7 Zusammenfassung der Ergebnisse ... 112

6 Mures Brücke in der Republik Rumänien 118
6.1 Allgemeine Projektbeschreibung ... 118
6.1.1 Freivorbau ... 120
6.1.2 Querschnittsformen ... 121
6.1.3 Arbeitsablauf und Partien ... 123
6.1.4 Teilabläufe Arad ... 127
6.2 Baustellenbeobachtungen ... 132
6.2.1 Ergebnisse der Partie E ... 132
6.2.2 Ergebnisse der Partie F ... 135
6.2.3 Ergebnisse der Betonieraufnahmen ... 138

6.2.4 Vergleich der Partien....139
6.2.5 Zusammenfassung der Ergebnisse....140

7 Nachkalkulation der Aufwandswerte 146
7.1 Beska Brücke....146
7.1.1 Technische Daten....146
7.1.2 Angefallene Stunden....148
7.1.3 Berechnung des Mittellohnes....150
7.1.4 Aufwandswerte....150
7.1.5 Vergleich verschiedener Arbeitskolonnen....153
7.1.6 Zusammenfassung der Ergebnisse....156
7.2 Mures Brücke....157
7.2.1 Technische Daten....157
7.2.2 Angefallene Stunden....159
7.2.3 Berechnung des Mittellohnes....161
7.2.4 Aufwandswerte....162
7.2.5 Vergleich verschiedener Arbeitskolonnen....164
7.2.6 Zusammenfassung der Ergebnisse....167

8 Vergleich der Projekte 168
8.1 Allgemeines....168
8.2 *REFA* Analyse....169
8.2.1 Schalungspartien....169
8.2.2 Betonieren....172
8.2.3 Vergleich *REFA* Analyse Hochbau....173
8.3 Aufwandswerte....176
8.3.1 Mengenvergleich....176
8.3.2 Vergleich der Aufwandswerte....178
8.3.3 Vergleich der Aufwandswerte mit Werten aus der Literatur....180
8.3.4 Kostenvergleich....183

9 Zusammenfassung 185

10 Literaturverzeichnis 187

11 Linkverzeichnis 190

A.1 Anhang 191
A.1.1 Anhang A: Datenerhebungsblatt....192
A.1.2 Anhang B: Mengenermittlung Beska Brücke....192
A.1.3 Anhang C: Mengenermittlung Mures Brücke....192
A.1.4 Anhang D: Übersichtslagepläne und Detailpläne Beska Brücke....192
A.1.5 Anhang E: Übersichtslagepläne und Detailpläne Mures Brücke....192

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Tragwerksherstellung auf Lehrgerüst 13
Abbildung 1-2: Feldweiser Vorbau mittels unten liegender Vorschubrüstung 14
Abbildung 1-3: Überbauquerschnitt mit Lage der Schalung und der Rüstträger einer stählernen Vorschubrüstung 16
Abbildung 1-4: Taktschiebeverfahren 17
Abbildung 1-5: Fertigteilbrücke mit Fahrbahnplatte aus Ortbeton 19
Abbildung 1-6: Herstellung von Fertigteilträgern 19
Abbildung 1-7: Segmentbauweise mit oben liegendem Verlegegerüst 20
Abbildung 1-8: Lehrgerüstmontage bei der Pfaffenbergbrücke in Kärnten 21
Abbildung 1-9: Bogenklappverfahren bei der Argentobelbrücke in Deutschland .. 22
Abbildung 2-1: Ansicht und Querschnitt der Stolmasundbrücke 25
Abbildung 2-2: Freivorbauverfahren (in Anlehnung an *Peri)* 26
Abbildung 2-3: Eingespannter (links) und gelenkig gelagerter (rechts) Überbau .. 27
Abbildung 2-4: Unterschiedliche Bauzustände bei der Herstellung des Hammerkopfes 27
Abbildung 2-5: Freivorbau im Waagebalken nach Herstellen der ersten Takte. ... 28
Abbildung 2-6: Ablaufschema des Freivorbaus (in Anlehnung an *Zimmermann*) . 29
Abbildung 2-7: Ablauf des Freivorbauverfahrens mit zeitlicher Zuteilung 30
Abbildung 2-8: Ablauf des Freivorbauverfahrens mit räumlicher und zeitlicher Zuteilung 31
Abbildung 2-9: Teilablauf Vorspannen 31
Abbildung 2-10: Teilablauf Ausschalen und Vorfahren des Freivorbauwagen 32
Abbildung 2-11: Teilablauf Bewehren der Bodenplatte und Stege 33
Abbildung 2-12: Teilablauf Vorziehen des Innenschalwagens 33
Abbildung 2-13: Teilablauf Bewehren der Fahrbahnplatte 33
Abbildung 2-14: Teilablauf Betonieren 34
Abbildung 2-15: Unterschiedliche Ausbildung der Fahrbahn- und Bodenplatte 35
Abbildung 2-16: Verschiedene Hohlkastenquerschnitte 36
Abbildung 2-17: Querschnittsausbildung bei Quergefälle (in Anlehnung an *Brühwiler*) 36
Abbildung 2-18: Beispiel für die Anordnung von Spanngliedern 37
Abbildung 2-19: Freivorbau mit Hilfspylon und Abspannungen 41
Abbildung 2-20: Freivorbau mit Hilfsträger 42
Abbildung 2-21: Freivorbau mit Rüstträger (in Anlehnung an *Zoubek)* 43
Abbildung 2-22: Freivorbau in Segmentbauweise 44
Abbildung 2-23: Bloukransbrücke in Südafrika 45
Abbildung 2-24: Montageprinzipien beim Bogenfreivorbau 46
Abbildung 2-25: Bogenfreivorbau der Froschgrundseebrücke 47
Abbildung 2-26: Freivorbauwagen von *Doka* 48
Abbildung 2-27: Verschiedene Ausbildung der Längsfachwerke 49

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

Abbildung 2-28: Hammerkopflösung bei der Brücke Viaducto de Teror, Gran Canaria 50
Abbildung 2-29: Vorbauwagen mit variabel positionierbaren Längsfachwerken 51
Abbildung 2-30: Darstellung des *Doka* Freivorbauwagen ohne Deckenwagen, Schalung und Bühnen (in Anlehnung an *Jentsch, Broichgans & Sam*) 52
Abbildung 2-31: Schematische Darstellung des *Doka*-Freivorbauwagen 53
Abbildung 2-32: Bodenrost 54
Abbildung 2-33: Außenschalung 54
Abbildung 2-34: Innenschalung 55
Abbildung 2-35: Lückenschluss Donaubrücke Beska (linker Freivorbauwagen zurückgefahren, rechter Vorbauwagen in Betonierstellung) 56
Abbildung 2-36: Eingebaute Hydraulikpresse Donaubrücke Beska 57
Abbildung 2-37: Fertig betonierter Lückenschluss Donaubrücke Beska 58
Abbildung 3-1: Arbeitssystem 61
Abbildung 3-2: Gliederung in quantitative und qualitative Daten 64
Abbildung 3-3: Ablaufgliederung bezogen auf den Menschen 65
Abbildung 3-4: Auftragszeit nach *REFA* 66
Abbildung 3-5: Faktoren zur Berechnung der erzielten Genauigkeit nach dem Variationszahlverfahren (S=95 %) 71
Abbildung 4-1: Darstellung der erforderlichen Messungen in Abhängigkeit vom Vertrauensbereich und dem Anteil der Ablaufarten 75
Abbildung 4-2: Einschießen der Spannkabel 77
Abbildung 4-3: Vorspannen des vorigen Querschnitts 77
Abbildung 4-4: Entfernen der Stirnabschalung 78
Abbildung 4-5: Rohre die nach dem Betonieren aus den leer belassenen Hüllrohren gezogen werden müssen 78
Abbildung 4-6: Vorfahren des Freivorbauwagens (bereits bis zur Hälfte vorgefahren) 79
Abbildung 4-7: Anpressen der Betonieranker 80
Abbildung 4-8: Trennmittel auftragen 81
Abbildung 4-9: Verlegen der Hüllrohre im oberen Bereich der Stege 81
Abbildung 4-10: Vorziehen des Innenschalwagens 82
Abbildung 4-11: Abziehen der Fahrbahnplatte 83
Abbildung 4-12: Vorbereiten der Ankerratsche zum Vorziehen des Freivorbauwagens 84
Abbildung 4-13: Gerüst zum Bewehren der Stege 85
Abbildung 4-14: Umgedrehte Schaltafeln in der Bodenplatte 86
Abbildung 5-1: Donaubrücke Beska mit Hauptbrücke und rechter Vorlandbrücke 89
Abbildung 5-2: Zusätzliche Abspannung zur Stabilisierung der Waagebalken 91
Abbildung 5-3: Längsschnitt des Hammerkopfes 93
Abbildung 5-4: Querschnitt des Hammerkopfes 93
Abbildung 5-5: Dekadenbetrieb auf Pfeiler 42 und 43 94

Abbildung 5-6: Arbeitsablauf Beska 95
Abbildung 5-7: Betonierreihenfolge Donaubrücke Beska 97
Abbildung 5-8: Auswertung der Partie A Montag, 21.März 2011 99
Abbildung 5-9: Auswertung der Partie A Dienstag, 22.März 2011 100
Abbildung 5-10: Auswertung der Partie A Mittwoch, 23.März 2011 101
Abbildung 5-11: Gesamtauswertung Partie A 101
Abbildung 5-12: Auswertung der Partie B Donnerstag, 24.März 2011 102
Abbildung 5-13: Auswertung der Partie B Samstag, 26.März 2011 103
Abbildung 5-14: Auswertung der Partie B Sonntag, 27.März 2011 103
Abbildung 5-15: Gesamtauswertung Partie B 104
Abbildung 5-16: Auswertung der Partie C Sonntag, 27.März 2011 105
Abbildung 5-17: Auswertung der Partie C Montag, 28.März 2011 105
Abbildung 5-18: Auswertung der Partie C Dienstag, 05.April 2011 106
Abbildung 5-19: Gesamtauswertung Partie C 106
Abbildung 5-20: Auswertung der Partie D Sonntag, 03.April 2011 107
Abbildung 5-21: Auswertung der Partie D Montag, 04.April 2011 108
Abbildung 5-22: Auswertung der Partie D Dienstag, 05.April 2011 108
Abbildung 5-23: Gesamtauswertung Partie D 109
Abbildung 5-24: Auswertung Betonage Freitag, 25.März 2011 110
Abbildung 5-25: Auswertung Betonage Dienstag, 29.März 2011 111
Abbildung 5-26: Auswertung der Schalarbeiten 112
Abbildung 5-27: Verteilung der Zeitarten für die Schalarbeiten 112
Abbildung 5-28: Auswertung der Betonierarbeiten 113
Abbildung 5-29: Verteilung der Zeitarten für die Betonierarbeiten 113
Abbildung 5-30: Auswertung der Schal- und Betonierarbeiten 114
Abbildung 5-31: Verteilung der Zeitarten für die Schal- und Betonierarbeiten 114
Abbildung 6-1: Brücke über die Mures 118
Abbildung 6-2: Pontonsbrücke über die Mures 119
Abbildung 6-3: Längsschnitt des Hammerkopfes 122
Abbildung 6-4: Querschnitt des Hammerkopfes 123
Abbildung 6-5: Dekadenbetrieb auf der Mures Brücke 124
Abbildung 6-6: Arbeitsablauf Arad 125
Abbildung 6-7: Teilablauf Vorspannen 127
Abbildung 6-8: Teilablauf Außenschalung 128
Abbildung 6-9: Teilablauf Bewehren der Bodenplatte und Stege 129
Abbildung 6-10: Teilablauf Vorziehen des Innenschalwagen 130
Abbildung 6-11: Teilablauf Bewehren der Fahrbahnplatte 130
Abbildung 6-12: Betonierreihenfolge Mures Brücke Arad 131
Abbildung 6-13: Teilablauf Betonieren 131
Abbildung 6-14: Auswertung der Partie E Montag, 23.Mai 2011 133

Abbildung 6-15: Auswertung der Partie E Dienstag, 24.Mai 2011 134
Abbildung 6-16: Auswertung der Partie E Mittwoch, 25.Mai 2011 135
Abbildung 6-17: Gesamtauswertung Partie E 135
Abbildung 6-18: Auswertung der Partie F Mittwoch, 25.Mai 2011 136
Abbildung 6-19: Auswertung der Partie F Donnerstag, 26.Mai 2011 137
Abbildung 6-20: Auswertung der Partie F Freitag, 27.Mai 2011 137
Abbildung 6-21: Auswertung der Partie F Montag, 30.Mai 2011..... 138
Abbildung 6-22: Gesamtauswertung Partie F 138
Abbildung 6-23: Auswertung Betonage Donnerstag, 02.Juni 2011..... 139
Abbildung 6-24: Auswertung der Schalarbeiten..... 140
Abbildung 6-25: Verteilung der Zeitarten für die Schalarbeiten..... 141
Abbildung 6-26: Verteilung der Zeitarten für die Betonierarbeiten 141
Abbildung 6-27: Auswertung der Schal- und Betonierarbeiten 142
Abbildung 6-28: Verteilung der Zeitarten für die Schal- und Betonierarbeiten 142
Abbildung 7-1: Zusammenfassung Aufwandswerte Beska Brücke..... 157
Abbildung 7-2: Zusammenfassung Aufwandswerte Mures Brücke..... 167
Abbildung 8-1: Auswertung der *REFA*-Analyse Beska Brücke 170
Abbildung 8-2: Auswertung der *REFA* Analyse Mures Brücke 170
Abbildung 8-3: Vergleich der Schalarbeiten in Beska (links) und Arad (rechts).. 170
Abbildung 8-4: Ergebnisse der *REFA* Analyse Betonieren Beska (oben) und Arad (unten)..... 172
Abbildung 8-5: Vergleich der Betonierarbeiten in Beska (links) und Arad (rechts)..... 172
Abbildung 8-6: Verteilung der Bewehrungsarbeiten nach *Hofstadler*..... 174
Abbildung 8-7: Ergebnisse *REFA* Analyse Beska (links) und Arad (rechts)..... 174
Abbildung 8-8: Verteilung der Zeitarten für die Bewehrungsarbeiten nach Hofstadler 175
Abbildung 8-9: Verteilung der Zeitarten für die Beska Brücke (links) und die Mures Brücke (rechts) 175
Abbildung 8-10: Zusammenfassung der Aufwandswerte..... 180
Abbildung 8-11: Aufwandswerte nach *Drees & Kurz* 181
Abbildung 8-12: Aufwandswerte nach *Hoffmann* 181
Abbildung 8-13: Aufwandswerte nach *Olesen* 181
Abbildung 8-14: Vergleich der ermittelten Aufwandswerte mit jenen aus der Literatur..... 182
Abbildung 8-15: Ansätze für Gesamtaufwandswerte verschiedener Bauwerks-typen (inklusive Eisenbieger)..... 182

Tabellenverzeichnis

Tabelle 5-1: Vergleich der verschiedenen Partien 111
Tabelle 6-1: Vergleich der verschiedenen Partien 140
Tabelle 7-1: Mengenermittlung Pfeiler 41-44 146
Tabelle 7-2: Mengenermittlung Freivorbau 147
Tabelle 7-3: Lohnstunden für den gesamten Überbau der Hauptbrücke 148
Tabelle 7-4: Randstunden und Stunden für die Betonmischanlage 148
Tabelle 7-5: Lohnstunden für den Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe 149
Tabelle 7-6: Stunden für die Freivorbausegmente 1-23 149
Tabelle 7-7: Überblick über die angefallenen Lohnstunden 149
Tabelle 7-8: Zusammensetzung des Mittellohnes 150
Tabelle 7-9: Aufwandswert für den gesamten Freivorbau 151
Tabelle 7-10: Gesamtaufwandswert inklusive Eisenbieger 151
Tabelle 7-11: Aufwandswert für den klassischen Freivorbau im Waagebalken inklusive Herstellung der Hammerköpfe 152
Tabelle 7-12: Aufwandswert Überbausegmente 1-23 152
Tabelle 7-13: Aufwandswert einseitiger Freivorbau 152
Tabelle 7-14: Zusammensetzung der Aufwandswerte 153
Tabelle 7-15: Teilaufwandswerte Schalungspartie 153
Tabelle 7-16: Aufstellung der Gerätemietkosten 155
Tabelle 7-17: Vergleich verschiedener Arbeitspartien 156
Tabelle 7-18: Schalungs- und Bewehrungsgrade nach Bauteiltypen 156
Tabelle 7-19: Mengenermittlung Pfeiler P5 und P6 158
Tabelle 7-20: Mengenermittlung Freivorbau 158
Tabelle 7-21: Lohnstunden für den Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe und Demontage der Vorbauwagen 159
Tabelle 7-22: Lohnstunden für den Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe 160
Tabelle 7-23: Stunden für die Freivorbausegmente 1-15 160
Tabelle 7-24: Überblick über die angefallenen Lohnstunden 161
Tabelle 7-25: Zusammensetzung des Mittellohnes 161
Tabelle 7-26: Gesamtaufwandswert exklusive Eisenbieger 162
Tabelle 7-27: Gesamtaufwandswert inklusive Eisenbieger 162
Tabelle 7-28: Aufwandswert für den klassischen Freivorbau im Waagebalken inklusive Herstellung der Hammerköpfe 163
Tabelle 7-29: Aufwandswert Überbausegmente 1-15 163
Tabelle 7-30: Zusammensetzung der Aufwandswerte 163
Tabelle 7-31: Teilaufwandswerte Schalungspartie 164
Tabelle 7-32: Aufstellung der Gerätemietkosten 166
Tabelle 7-33: Vergleich verschiedener Arbeitspartien 166

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

Tabelle 7-34: Schalungs- und Bewehrungsgrade nach Bauteiltypen 167
Tabelle 8-1: Gegenüberstellung Beska - Arad 169
Tabelle 8-2: Zusammenfassung der prozentuellen Anteile der Ablaufarten ... 171
Tabelle 8-3: Zusammenfassung der Ablaufanteile für das Betonieren 173
Tabelle 8-4: Gegenüberstellung der Pfeilermengen 176
Tabelle 8-5: Mengenermittlung für den Überbau 176
Tabelle 8-6: Bewehrungs- und Schalungsgrade für den Überbau 177
Tabelle 8-7: Lohnstunden für den Überbau 177
Tabelle 8-8: Vergleich der Gesamtaufwandswerte 178
Tabelle 8-9: Zusammensetzung der Aufwandswerte 178
Tabelle 8-10: Vergleich der Teilaufwandswerte 179
Tabelle 8-11: Mittellöhne und Lohnkosten pro m³ Beton 183

Abkürzungsverzeichnis

AK	Arbeitskraft
$AW_{a,v,i}$	Aufwandswert [Std/EH]
AZ	Tägliche Arbeitszeit [h/d]
$BT_{M,i}$	Betonmenge bezogen auf einen Bauteil [m³]
$bw_{g,bt,i}$	Bewehrungsgrad für einen Bauteil [t/m³]
$BW_{M,i}$	Bewehrungsmenge bezogen auf einen Bauteil [t]
d	Arbeitstag(e)
FVB	Freivorbau
h	Zeitstunde(n)
ISW	Innenschalwagen
$L_{Std,a,v,i}$	Lohnstunden [Std]
$M_{a,v,i}$	Produktionsmenge [EH]
ÖNORM	Österreichische Norm
$S_{F,i}$	Schalfläche bezogen auf einen Bauteil [m²]
$s_{g,bt,i}$	Schalungsgrad für einen Bauteil [m²/m³]
Std	Stunden, Einheit für die Lohnstunde(n) [Std]

0 Einleitung

Der Brückenbau hat in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts eine starke, fast rasante Entwicklung erfahren, die vorrangig durch die Entwicklung des modernen Straßenbaus eingeleitet wurde. Der starke Kraftfahrzeugverkehr verlangt heute ein weit verzweigtes und gut ausgebautes Straßennetz, das von der Autobahn bis zur Gemeindestraße reicht.[1] Brückenbauwerke helfen uns, optimale Voraussetzungen für eine schnelle und sichere Verkehrsabwicklung sowohl im Straßen- als auch im Eisenbahnwesen zu schaffen. Dazu müssen unabhängig von den geologischen Bedingungen und topografischen Einflüssen Täler und Flüsse überspannt und andere Verkehrswege über- und unterführt werden. Die Anforderungen, die heute an eine Brücke gestellt werden, sind sowohl eine einwandfreie Funktionalität, geringer Wartungsbedarf und robuste Dauerhaftigkeit als auch eine gute ästhetische Wirkung, günstige Herstellungs- und geringe Unterhaltskosten und eine rasche und behinderungsarme Errichtung. Da jede Brücke ein Unikat ist, über dessen Gelingen erst nach Fertigstellung geurteilt werden kann, haben Ingenieure im Laufe der Jahre verschiedene Bauverfahren entwickelt, die je nach Stützweite, Gesamtlänge, Querschnittsform und Tragwerkssystem als zweckmäßig gelten. Heutzutage haben die Fertigungsverfahren wesentlichen Einfluss auf das wirtschaftliche Gelingen einer Baustelle. Für die wirtschaftliche Beurteilung einer Brücke müssen neben den Baukosten auch die Kosten für die Unterhaltung und Überwachung sowie für den Abbruch berücksichtigt werden.[2]

In den Industrieländern sind die Verkehrsnetze heute weitestgehend vorhanden, wobei vor allem die Hauptstrecken verhältnismäßig alt sind und die Brückenbauten ihre vorgesehene Lebensdauer erreicht oder schon überschritten haben. Die Bevölkerungsdichte und auch die Motorisierung haben sich mittlerweile auf ein stabiles Niveau eingependelt. Gleichzeitig ist ein immer sorgfältigerer Umgang mit freien Landschaftsflächen notwendig geworden. Daher wird die Streckenerhaltung in Zukunft immer mehr an Bedeutung gewinnen und im Vergleich zum Neubau immer größere finanzielle Mittel erfordern. Andererseits können sich durch geänderte politische Verhältnisse (z.B. durch die EU-Osterweiterung) Verschiebungen der Verkehrsströme im Transitverkehr ergeben und es können auch neue Hauptverbindungen notwendig werden.[3]

---

[1] Vgl. HELLMANN, F.: Brückenbau, S. 7

[2] Vgl. ROUBIN, E.: Massivbrücken in und aus Österreich, in: Zement und Beton, Sonderheft 2000, S. 7

[3] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 103

Der Neubau von Brückenbauwerken wird im Allgemeinen in folgenden Fällen notwendig:

- Bei der Neubeschaffung ganzer Straßen- oder Bahnstrecken, z.B. im Zusammenhang mit politischen Änderungen.
- Bei Lückenschlüssen innerhalb bereits bestehender Verkehrssysteme.
- Bei der Verbreiterung bestehender Autobahnstrecken, sofern die bestehenden Brücken nicht ausreichend verbreitert werden können.
- Beim lawinensicheren Ausbau bestehender Gebirgsstraßen sind die vielfach sehr alten Gebirgsstraßen teilweise zu verlegen und die Straßen durch Lawinengalerien zu schützen oder im Tunnel zu führen. Dabei ist auch der Bau von Brücken notwendig.
- Der Ersatz baufälliger Brücken und von Brücken mit zu geringer Tragfähigkeit oder unbefriedigender Gebrauchstauglichkeit durch Neubauten ist vielfach technisch einfacher und zudem kostengünstiger als deren Sanierung. Allerdings ist zu beachten, dass manche alten Brücken Baudenkmäler darstellen und nicht ohne Weiteres abgebrochen oder dem Verfall preisgegeben werden dürfen.[4]

0.1 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist es, das Freivorbauverfahren baubetrieblich und bauwirtschaftlich zu untersuchen und Aufwandswerte für dieses Brückenbauverfahren zu ermitteln. Dabei sollen nicht nur Gesamtaufwandswerte, sondern auch Teilaufwandswerte für die einzelnen Vorgänge eruiert werden. Weiteres sollen Stillstandszeiten und Produktivitätsverluste ausfindig gemacht werden, anhand dieser Optimierungspotential aufgezeigt werden kann.

Dazu werden zwei Freivorbauprojekte in der Republik Serbien und der Republik Rumänien untersucht. Die beiden Projekte werden miteinander verglichen und die Ergebnisse gegenübergestellt. Vor allem der Einfluss der Querschnittsgeometrie soll dabei zum Ausdruck kommen. Zusätzlich werden die verschiedenen Arbeitspartien miteinander verglichen.

[4] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 103f.

0.2 Begriffsbestimmungen

0.2.1 Arbeit

Es gibt eine Vielzahl an Definitionen für die Arbeit. Wirtschaftlich gesehen wird Arbeit als *„Tätigkeit mit dem Zweck, den Arbeitenden mittelbar oder unmittelbar mit Sach- oder Dienstleistungen zur Befriedigung zu versorgen…“*[5] angesehen.

Aus Sicht der Soziologie ist *„Arbeit ein Prozess, in dem Menschen soziale Beziehungen eingehen, die im gesamten Lebenszusammenhang von zentraler Bedeutung sind; hierzu gehören die Strukturierung der Zeit, die soziale Anerkennung und das Selbstwertgefühl.“* [6] Weitere Definitionen der Arbeit sind in Kapitel 3.1.1 beschrieben.

0.2.2 Arbeitskraft [AK]

„Arbeitskraft ist die vom Menschen entwickelte Fähigkeit Arbeit zu leisten.“[7]

Gutenberg [8] führt aus, dass die Arbeitskraft einen Produktionsfaktor darstellt. Dabei geht er davon aus, dass die Produktionsfaktoren für die Leistungserstellung kombiniert werden müssen und teilt die Arbeitskraft den Elementarfaktoren zu.

Laut *Oberndorfer* [9] ist die Arbeitskraft definiert als die leistenden Menschen, die direkt an der Erbringung einer Bauleistung beteiligt sind. Das Aufsichtspersonal zählt nicht zu den Arbeitskräften.

0.2.3 Arbeitszeit [AZ]

Die Arbeitszeit wird nach *REFA*[10] wie folgt definiert:

„Arbeitszeit ist die Zeit vom Beginn bis zum Ende der Arbeit ohne die Ruhepausen. Ruhepausen sind hierbei die gesetzlichen und vertraglich geregelten Pausen.“

---

5 REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 1 – Grundlagen, S. 11

6 Gabler-Wirtschafts-Lexikon, S. 176f.

7 Gabler-Wirtschafts-Lexikon, S. 197

8 Vgl. GUTENBERG, E.: Grundlagen der Betriebswirtschaftslehre, S. 3ff.

9 Vgl. OBERNDORFER, W.; JODL, H. G.: Handwörterbuch der Bauwirtschaft, S. 21

10 REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 432

Oberndorfer[11] definiert die Arbeitszeit folgendermaßen:

„Die Arbeitszeit eines Menschen ist die Zeit, während der der Arbeitnehmer seine Arbeitskraft dem Auftraggeber zur Verfügung stellt. Sie wird als Zeit von Beginn bis zum Ende der Arbeit ohne Ruhepause verstanden. Die Tagesarbeitszeit ist die Arbeitszeit innerhalb eines ununterbrochenen Zeitraums von 24 Stunden.“

0.2.4 Zeitstunden [h]

„Die für die Ausführung der Leistung erforderliche Zeit ausgedrückt in Stunden.“[12]

0.2.5 Lohnstunden [Std]

„Die auf den Mannschaftsstand bezogene Anzahl von Stunden, die für die Erbringung der Leistung erforderlich sind. Die Lohnstunden werden auch als Mannstunden bezeichnet. Sie sind das Produkt aus Arbeitskraft und Zeitstunden.“[13]

$$\text{Lohnstunden [Std]} = \text{Arbeitskräfte [AK]} * \text{Zeitstunden [h]}$$

Formel 0-1: Lohnstunden

0.2.6 Aufwandswert [AW]

Hofstadler definiert den Aufwandswert folgendermaßen:

„Der Aufwandswert ist der Quotient aus der Summe der Lohnstunden [Std] und der Produktionsmenge [Einheit].“ [14]

$$\text{Aufwandswert [AW]} = \frac{\Sigma\text{Lohnstunden [Std]}}{\text{Produktionsmenge [Einheit]}}$$

Formel 0-2: Aufwandswert

Es ist darauf zu achten, dass die Einheit der Lohnstunden in der Literatur entgegen der Handhabung in dieser Arbeit, oft mit [h] bezeichnet wird.

[11] OBERNDORFER, W.; JODL, H. G.: Handwörterbuch der Bauwirtschaft, S. 23

[12] KÜNSTNER, G.: Ablauforganisation von Baustellen, S. 97

[13] KÜNSTNER, G.: Ablauforganisation von Baustellen, S. 97

[14] HOFSTADLER, C.: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb, S. 20

0.2.7 Schalungsgrad [s_g]

Der Schalungsrad stellt das Verhältnis von geschalter Fläche und Betonmenge dar.

„Für einen beliebigen Bauteil i berechnet sich der Schalungsgrad aus dem Quotienten aus zu schalender Fläche und entsprechender Betonmenge. Mit $S_{F,i}$ wird die Schalfläche und mit $BT_{M,i}$ die Betonmenge bezeichnet.“ [15]

$$s_{g,bt,i} = \frac{S_{F,i}}{BT_{M,i}}$$

Formel 0-3: Berechnung des Schalungsgrades

0.2.8 Bewehrungsgrad [bw_g]

„Für einzelne Bauteile eines Bauwerks wird der Bewehrungsgrad $bw_{g,bt,i}$ (Einheiten kg/m, kg/m², kg/m³, t/m, t/m², t/m³) aus dem Quotienten aus Bewehrungsmenge $BW_{M,i}$ und Betonmenge $BT_{M,i}$ berechnet.“ [16]

$$bw_{g,bt,i} = \frac{BW_{M,i}}{BT_{M,i}}$$

Formel 0-4: Berechnung des Bewehrungsgrades

0.2.9 Kritischer Weg

„Vorgänge, die identische früheste und späteste Anfangszeitpunkte und damit auch identische früheste und späteste Endzeitpunkte haben, werden kritische Vorgänge genannt. Eine Verlängerung der Vorgangsdauern (z.B. wegen Behinderungen oder Verzögerungen) oder Verlängerungen der Zeiten in den Anordnungsbeziehungen hat bei diesen Vorgängen unmittelbare Auswirkungen auf nachfolgende Vorgänge und somit auf den Gesamtprojektendtermin. Die Folge sämtlicher kritischer Vorgänge wird kritischer Weg genannt. Der kritische Weg beginnt beim Projektanfang und endet beim Projektende. Projekte, die zeitlich sehr kritisch sind, zeichnen sich dadurch aus, dass sehr viele Vorgänge kritisch sind. Im Extremfall können alle Vorgänge kritisch sein.“[17]

[15] HOFSTADLER, C.: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb, S. 122

[16] HOFSTADLER, C.: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb, S. 145

[17] BERNER, F.; KOCHENDÖRFER, B.; SCHACH, R.: Grundlagen der Baubetriebslehre 2 – Baubetriebsplanung, S. 118f.

Der kritische Weg kennzeichnet also all jene Arbeitspakete, die sich keinesfalls verzögern dürfen, weil sich sonst das gesamte Projekt verlängern würde.[18]

0.2.10 Wirtschaftlichkeit

Die Wirtschaftlichkeit richtet sich im Wesentlichen danach, ob es gelingt, eine bestimmte Leistung mit dem geringstmöglichen Einsatz an Mitteln zu erreichen (Minimalprinzip) oder mit gegebenen Mitteln die bestmögliche Lösung zu erzielen (Maximalprinzip). Dieses Prinzip der Wirtschaftlichkeit wird auch Rationalprinzip oder ökonomisches Prinzip genannt.[19]

Laut *Bauer* ist die Wirtschaftlichkeit eine Kennzahl, *„…die das Verhältnis von Ertrag (Leistung) und Aufwand (Kosten) zum Ausdruck bringt, ohne aber eine Aussage darüber zu machen, ob dieses Verhältnis im Sinne des ökonomischen Prinzips auch optimal ist.“*[20] Eine Wirtschaftlichkeit ist also dann gegeben, wenn der Quotient aus Ertrag- und Aufwandsgröße ≥1 ist.[21]

$$\text{Wirtschaftslichkeit} = \frac{\text{Ertrag [Leistung]}}{\text{Aufwand [Kosten]}}$$

Formel 0-5: Berechnung der Wirtschaftlichkeit

0.2.11 Mittellohn

Die *ÖNORM B 2061* beschreibt, dass „*aus den Lohnkosten der für die Erbringung der Leistung vorgesehenen Arbeiter je nach Bedarf ein oder mehrere Mittellöhne zu bilden.“*[22]

Laut *Hofstadler „…werden die Mittellohnkosten anhand von Formblättern berechnet (z.B. in Österreich: K3-Blatt und Hilfsblätter). Es werden dabei folgende Randbedingungen berücksichtigt:*

- *Zusammensetzung der Mannschaft (Facharbeiter, angelernter Facharbeiter, Hilfsarbeiter etc.)*
- *Arbeitszeitmodell*
- *Kollektivvertraglicher Mittellohn*

[18] Vgl. NOTGER, C.; FIEDLER, R.; JORASZ, W.; KIESEL, M.: Grundkurs Betriebswirtschaftslehre, S. 190

[19] Vgl. GUTENBERG, E.: Einführung in die Betriebswirtschaftslehre, S. 31

[20] Vgl. BAUER, U.: Betriebswirtschaftslehre, S. 10

[21] Vgl. CAMPHAUSEN, B.; VOLLMER, T.; JANDT, J.; LEVIN, F.; EICHLER, B.: Grundlagen der Betriebswirtschaftslehre, S. 96

[22] Vgl. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT: ÖNORM B 2061 – Preisermittlung für Bauleistungen, S. 12

- *Überkollektivvertragliche Mehrlöhne*
- *Aufzahlung für Mehrarbeit*
- *Aufzahlung für Erschwernisse*
- *abgabenpflichtige und nicht abgabenpflichtige Lohnbestandteile*
- *Lohnnebenkosten etc.“*[23]

Der Mittellohn berücksichtigt nur die Kosten der gewerblichen Arbeiter ohne das Aufsichtspersonal.[24]

[23] HOFSTADLER, C.: Schalarbeiten, S. 300

[24] Vgl. HOFFMANN, M.: Zahlentafeln für den Baubetrieb, S. 993

1 Stahlbetonbrückenbau

„Eine Brücke ist ein Bauwerk, das einen oder mehrere Verkehrswege über einen oder mehrere andere Verkehrswege und Hindernisse (Schluchten, Flüsse) führt. Die Verkehrswege können sein: Straßen, Eisenbahnen, Gehwege, Kanäle usw. Auch Versorgungsleitungen (Gas, Wasser, Strom) werden mittels Brücken über Verkehrswege geleitet, i. allg. in Verbindung mit der Überleitung von Straßen oder Eisenbahnen.“[25]

Brücken lassen sich nach der Art der Konstruktion, dem verwendeten Baustoff, dem Verwendungszweck, dem Grundriss, dem Bauverfahren und der Art der Überbrückung (z.B. Talbrücke, Flussbrücke) einteilen. Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken bestehen aus den Baustoffen Beton, Betonstahl und Spannstahl und werden bezüglich des Betons wie folgt unterteilt:

- Unbewehrter Beton: Für Bauteile, bei denen keine oder nur geringe Zugspannungen auftreten, z.B. Stützen oder Pfeiler mit kleineren Abmessungen.
- Stahlbeton: Wird bei allen Bauteilen der Überbauten (Fahrbahnplatten, Querträger, Hauptträger) und der Unterbauten (Stützen, Pfeiler, Widerlager, Fundamente) verwendet.
- Spannbeton: Verwendung für weitgespannte Brückenbauten und Tragwerksteile mit großer Stützweite oder sehr hoher Belastung.[26]

1.1 Anforderungen an den Stahlbetonbrückenbau

Neben den allgemeinen Anforderungen des Brückenbaus, welche im Anschluss näher erläutert werden, hat der Beton im Stahlbetonbrückenbau auch eine wichtige Schutzfunktion für die Bewehrung zu erfüllen. Diese Schutzfunktion kann der Beton aber nur dann ausüben, wenn er in der Deckschicht eine ausreichende Dichtigkeit aufweist. Andernfalls kann es durch Chloridinfiltration oder Karbonatisierung zu Bewehrungskorrosion kommen. Dieser Gefahr kann nur mit ausreichender Dichtigkeit einer entsprechend dick bemessenen Deckschicht begegnet werden.[27]

Des Weiteren hat der Beton eine ausreichende Festigkeit zu erzielen, die von der verwendeten Festigkeitsklasse abhängt, und in der Regel nach 28 Tagen bestimmt wird. Hierbei ist genau zu unterscheiden, ob es sich

[25] WEIDEMANN, H.: Brückenbau: Stahlbeton und Spannbetonbrücken, S. 1

[26] Vgl. WEIDEMANN, H.: Brückenbau: Stahlbeton und Spannbetonbrücken, S. 1ff.

[27] Vgl. MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 49

um die Würfel- oder die Prismendruckfestigkeit handelt und welcher Fraktilwert der Gaußschen Normalverteilung der als Bezeichnung verwendeten Festigkeitsklasse entspricht. Neben der Festigkeit werden zur Betonbezeichnung normalerweise auch der Zementgehalt und die zur Gewährleistung der Gebrauchsfähigkeit erforderlichen besonderen Betoneigenschaften angegeben. Besondere Betoneigenschaften, auf die im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen werden soll, sind beispielsweise

- die Wasserdichtigkeit,
- der Wasser-Zementwert (W/Z- Wert),
- die Frost-Tausalzbeständigkeit,
- die Abriebfestigkeit,
- die Anforderungen an die Ausgangsstoffe.[28]

Brücken stellen in der Regel öffentliche Bauwerke dar, die über mehrere Generationen genutzt werden. Die Anforderungen, die heutzutage an einen Brücken-Entwurf gestellt werden, sind hier in hierarchischer Reihenfolge dargestellt:

- Tragsicherheit,
- Gebrauchsfähigkeit,
- Wirtschaftlichkeit,
- Ästhetik.

Die funktionellen Anforderungen einer ausreichenden Tragsicherheit, Gebrauchsfähigkeit und heute mittlerweile auch genügender Dauerhaftigkeit sind weitgehend normativ festgelegt. Sie entsprechen den anerkannten Regeln der Technik und müssen immer erfüllt sein. Für die Wirtschaftlichkeit sind in erster Linie das Gesamtkonzept und das vorgesehene Bauverfahren entscheidend. Spannweiten- und Querschnittsoptimierungen sind dementsprechend nur von geringerer Bedeutung. Wichtig ist bei der Betrachtung der Wirtschaftlichkeit, dass, wie in Kapitel 1.1.2 erläutert werden wird, nicht nur die Herstellungskosten, sondern auch die Kosten für Überwachung, Unterhalt und Abbruch berücksichtigt werden. Die ästhetische Qualität einer Brücke ist hingegen von der Einfügung der Brücke in ihr Umfeld sowie der Gestaltung der Brücke selbst abhängig.[29]

[28] Vgl. MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 51

[29] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN C.: Stahlbetonbrücken, S. 54ff.

Neben diesen vier wichtigsten Entwurfszielen sind auch spezielle Randbedingungen zu beachten, wie beispielsweise:

- Bauzeit,
- Abstützungen in einem Flusslauf,
- umweltschonende Baumethoden,
- Lärmemissionen,
- Sichtbehinderungen durch Pfeiler.[30]

1.1.1 Tragsicherheit und Gebrauchsfähigkeit

Die Bemessung eines Tragwerks basiert grundsätzlich auf den getrennt geführten Nachweisen der Tragsicherheit und der Gebrauchsfähigkeit. Diese sind weitgehend normativ festgelegt und in den entsprechenden Eurocodes und Normen verankert.

Ziel des Tragsicherheitsnachweises ist es, das in den Normen festgelegte Maß an Sicherheit für Personen und Sachwerte durch Tragreserven zu gewährleisten und aufgrund des Grenzzustandes der Tragfähigkeit nachzuweisen. Einziges Kriterium ist dabei der Verlust des Gleichgewichtes.

Mit Hilfe des Gebrauchsfähigkeitsnachweises ist hingegen das über die Nutzungsdauer erwünschte Tragwerksverhalten in Bezug auf Dauerhaftigkeit, Funktionstüchtigkeit und Aussehen zu gewährleisten. Die Bemessung erfolgt mit Hilfe materialtechnischer, konstruktiver und bemessungstechnischer Kriterien, die der Einwirkungsintensität entsprechend festgelegt werden.[31]

Sowohl bei der Bemessung als auch beim Entwurf wurden lange Zeit nur die Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit behandelt. Heute sollten konsequent auch die Einwirkungen auf die Dauerhaftigkeit untersucht werden und Maßnahmen zu deren Gewährleistung ergriffen, nachgewiesen und auf der Baustelle durchgesetzt werden.[32]

1.1.2 Wirtschaftlichkeit

Die Wirtschaftlichkeit einer Brücke kann nicht alleine aufgrund einer Optimierung der Baukosten beurteilt werden. Die Kosten für die Überwachung und den Unterhalt sowie für den Abbruch müssen

[30] Vgl. MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 74f.

[31] Vgl. MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 90

[32] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 58

ebenfalls berücksichtigt werden. Dazu ist allerdings die Nutzungsdauer erforderlich, welche für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit mit etwa 100 Jahren angenommen werden kann.[33]

- Baukosten: Die Baukosten einer Brücke sind in erster Linie vom Tragwerkssystem abhängig und können in folgende Hauptpositionen unterschieden werden:
  - Baustelleneinrichtung;
  - Unterbau: Fundamente, Pfeiler und Widerlager;
  - Überbau: Lehrgerüst, Schalung, Montage, Beton, Bewehrung;
  - Ausbau: Lager, Fugen, Entwässerung, Leitschranken, Fahrbahnabdichtung, Belag;
  - Projektleitung, Bauleitung, Projektprüfung.
- Kosten für Überwachung und Unterhalt: Laut *Brühwiler*[34] können bei Balkenbrücken die jährlichen Kosten für die Überwachung und den Unterhalt mit etwa 0,5 bis 0,65 Prozent der Neubaukosten angenommen werden. Bei einer Nutzungsdauer von etwa 100 Jahren entspricht dies also fast ⅔ der Neubaukosten. Für speziellere Tragsysteme können die Überwachung und eventuell auch der Unterhalt entsprechend teurer sein.
- Abbruchkosten: Die Kosten für den Abbruch der Brücke und die Entsorgung sind stark abhängig vom Standort und der Abbruchmethode. Beispielsweise beträgt der Abbruch einer Überführung, bei der keine Rücksicht auf den Raum unter der Brücke genommen werden muss, nur wenige Prozent der Neubaukosten. Der Rückbau einer hohen, weitgespannten Betonbrücke kann dagegen sehr teuer sein, vor allem wenn der Raum unter der Brücke, beispielsweise auf Grund eines Naturschutzgebietes nicht beeinträchtigt werden darf.[35]

1.1.3 Ästhetik

Im Allgemeinen ist zu sagen, dass sich Ästhetik nur bedingt quantifizieren lässt. Die Beurteilung, ob etwas als schön empfunden wird, ist weitgehend von Gefühlen und persönlichen Präferenzen abhängig, kann also nicht gemessen werden.[36]

[33] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 61

[34] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 66f.

[35] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN C.: Stahlbetonbrücken, S. 67f.

[36] Vgl. HELLMANN, F.: Brückenbau, S. 32

Beim Einfügen der Brücke in das Landschaftsbild sind sowohl zeitliche als auch räumliche Komponenten zu beachten. Die räumlichen Komponenten sind beispielsweise:

- Die Maßstäblichkeit der Brücke bezüglich der Landschaft und der Topographie.
- Die Abstützungen des Tragsystems, die sich an topografisch charakteristischen, wenn möglich gut zugänglichen Stellen befinden sollten.
- Das Haupthindernis, z.B. ein breiter Fluss oder eine Schlucht, sollte sich in einer entsprechend betonten Hauptöffnung im Tragsystem widerspiegeln.

Die zeitlichen Komponenten beziehen sich hingegen z.B. auf die aktuelle Baukultur und den Stand der Bautechnologie.

Die Funktionalität von Brücken erfordert Tragsystemformen, die auf klaren wissenschaftlichen Grundlagen beruhen. Daher ist die architektonisch–künstlerische Gestaltungsfreiheit stark begrenzt. Den technischen Grundlagen entsprechend lassen sich einige wichtige Gestaltungskriterien definieren, die im Hinblick auf die ästhetische Qualität der Brücken beachtet werden müssen. Auf diese soll im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht eingegangen werden.[37]

1.2 Überblick über die Bauverfahren

Für die Herstellung des Überbaus im Stahlbetonbrückenbau stehen neben der konventionellen Bauweise mit Lehrgerüst noch industrialisierte Bauverfahren zur Auswahl. Dabei werden Tragsysteme benötigt welche die Aufgabe besitzen, die Lasten aus dem Überbau so lange zu tragen, bis dieser die erforderliche Betonsteifigkeit erreicht hat, um sein Eigengewicht tragen zu können. Im folgenden Abschnitt werden die heute üblichen Bauverfahren, mit Ausnahme des Freivorbaus (siehe Abschnitt 2) erläutert.[38]

1.2.1 Lehrgerüstbauweise

Bei diesem Verfahren wird die Tragwerksschalung auf einem so genannten Lehrgerüst montiert, das die während der Tragwerksherstellung auftretenden Einwirkungen aufnimmt.[39] Das Verfahren eignet

[37] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 68ff.

[38] Vgl. Fa. Peri: Schalungstechnik Brücken, S. 17

[39] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S. 236f.

sich vor allem für Massivbrücken kleiner bis mittlerer Stützweite und einer Gesamtlänge von ca. 50 bis etwa 300 m. Der Anwendungsbereich kann bei sehr unregelmäßiger Feldverteilung und schwierigen Anlageverhältnissen auf noch größere Gesamtlängen erweitert werden. Entscheidend für die Lehrgerüstbauweise sind einerseits eine geringe Pfeilerhöhe (bis ca. 30 m) sowie das Antreffen brauchbarer Gründungsverhältnisse.[40] Lehrgerüste werden üblicherweise aus Systemen mit fachwerksartigen Stützen- und Trägerelementen hergestellt, die sich leicht an die gegebenen Verhältnisse anpassen lassen.[41]

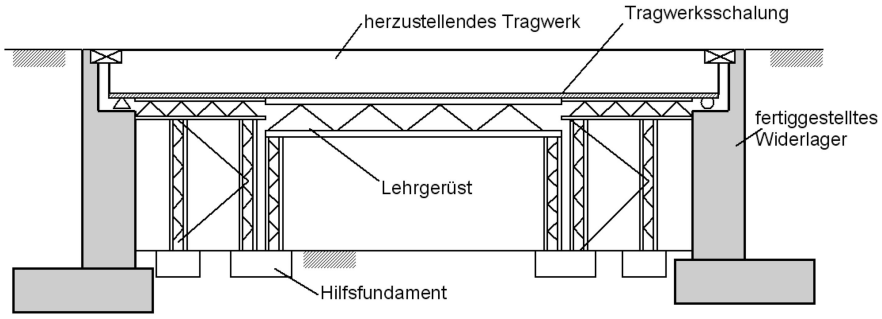


Abbildung 1-1: Tragwerksherstellung auf Lehrgerüst[42]

Die Stützen sind im Allgemeinen auf Hilfsfundamenten aus Beton zu gründen und müssen ausreichend standfest und tragfähig sein. Es ist darauf zu achten, dass genügend Aussteifungen vorhanden sind, um sowohl die räumliche Standsicherheit des Lehrgerüstes als auch die räumliche Knicksicherheit der Einzelteile sicherzustellen.[43]

Während der Bauausführung darf das Gerüst nur geringe Formänderungen erleiden, um Rissbildungen während des Abbindeprozesses zu vermeiden. Mit zunehmender Stützweite wirken vollkommen gerade Überbauunterkanten durchhängend. Um dieser Erscheinung vorzubeugen und um zu erwartende Verformungen des Lehrgerüstes und des Baugrundes auszugleichen, wird eine optische Überhöhung von etwa L/800 bis L/1000 vorgesehen. Weiteres müssen Lehrgerüste so ausgebildet sein, dass ein Ausrüsten des Tragwerks nach dem Erhärten des Betons möglich ist.[44] Daher, und um in weiterer Folge ein möglichst gleichmäßiges und erschütterungsfreies Absenken zu gewährleisten, sind geeignete Vorrichtungen, wie Keile, Sandtöpfe, Pressen mit Stellvorrichtung etc. erforderlich.[45]

---

[40] Vgl. FENZ, M.: Baumethoden und Bauausführung im massiven Brückenbau, in: Zement und Beton, S. 138f.

[41] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S. 236f.

[42] GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S. 236

[43] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S. 237

[44] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 796

[45] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S. 237

Darüber hinaus sind beim Entwurf von Lehrgerüsten für Spannbetonbrücken einige Besonderheiten zu beachten. Die Längsverformung des Überbaus infolge Vorspannung darf nicht durch das Lehrgerüst behindert werden. Daher müssen die Längsaussteifungen des Lehrgerüsts vor Beginn des Spannvorgangs gelöst und das Lehrgerüst somit längsbeweglich gemacht werden. Die Hebung des Überbaus infolge Vorspannung ist in der Regel kleiner als die Rückfederung des Lehrgerüsts aufgrund dessen elastischer Zusammendrückung und der Nachgiebigkeit des Baugrunds, so dass die Eigenlast beim Spannvorgang nicht wirksam wird.[46]

1.2.2 Vorschubgerüst

Bei mehrfeldrigen Tragwerken größerer Stützweite und größerer Höhe über Gelände werden freitragende Gerüste verwendet, die nach Fertigstellung eines Feldes in das nächste vorgeschoben werden. Die Arbeitsfuge wird hier in der Regel im Bereich des Momentennullpunktes angeordnet. Mit diesem Verfahren können Bauwerke bis ca. 70 m Stützweite hergestellt werden, wobei im oberen Stützweitenbereich aus Gründen der Gewichtseinsparung mit der Vorschubrüstung in einem ersten Schritt nur ein Teil des Querschnittes (z.B. ein einzelliger Hohlkasten) hergestellt und die restlichen Teile (z.B. Kragplatten) im Nachlauf ergänzt werden.[47]

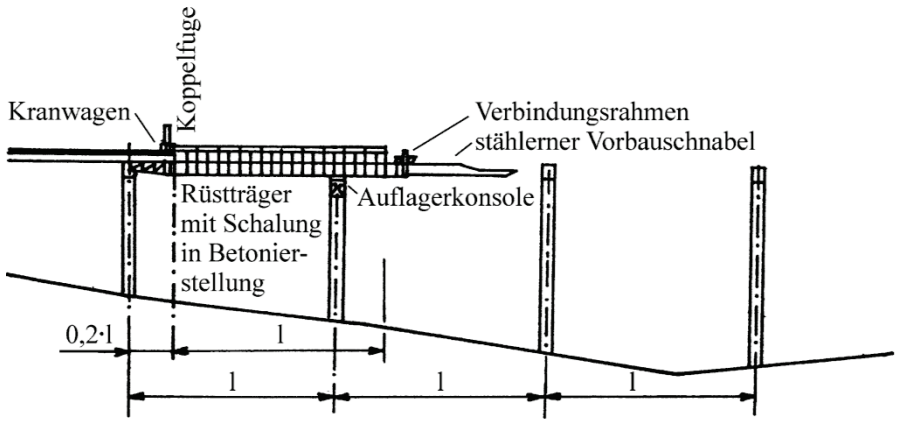


Abbildung 1-2: Feldweiser Vorbau mittels unten liegender Vorschubrüstung[48]

[46] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 796

[47] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.237f.

[48] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 814

Nach *Nather, Lindner & Herle* [49] liegen die Vorteile des feldweisen Vorbaus

- in der Unabhängigkeit vom Baugrund,
- im Betonieren und Vorspannen jeweils ganzer Brückenfelder,
- in dem feldweise fortschreitenden Vorbau nur in eine Richtung,
- in der häufigen Wiederholung gleicher Arbeitstakte und
- in der Sicherheit des Bauverfahrens im Vergleich zum Bau mit stationären Lehrgerüsten liegen.

Verglichen mit anderen Bauverfahren verfügt die Vorschubrüstung bei einer Abschnittslänge von ca. 40 m über einen 2 Wochen-Takt. Zusätzlich sind weniger Spannglieder als beim Taktschieben erforderlich, wodurch dieses Verfahren wirtschaftlicher ist. [50] Des Weiteren unterscheidet *Zimmermann* [51] zwischen der Vorschubrüstung unter dem Überbau mit aufgeständerter Schalung und der Vorschubrüstung über dem Überbau mit abgehängter Schalung. Letzteres Verfahren wird nur angewandt wenn der Freiraum unter der Brücke für eine unten liegende Vorschubrüstung nicht ausreicht.

Unten liegende Vorschubrüstung

Die Länge der Rüstträger beträt bei der unten liegenden Vorschubrüstung in etwa zwei Feldlängen. Das eigentliche Schalgerät ist auf den Rüstträgern aufmontiert und hat einfache Feldlänge. Wie in Abbildung 1-2 ersichtlich, sind die Auflagerpunkte der Rüstträger in Betonierstellung die Aufhängungen an den Verankerungsträgern an der Koppelfuge und die Pfeilerkonsolen am vorderen Pfeiler. Die Pfeilerkonsolen sind fester Bestandteil der Vorschubrüstung und werden in einem Zwischenzustand, in dem die gesamte Rüstung am bereits gefertigten Überbauabschnitt hängt, am Rüstträger vorgefahren und am Pfeiler beidseitig angespannt. Über diese Konsolen gibt die Vorschubrüstung ihre Lasten während des Vorfahrens an die Brückenpfeiler ab. Zwischen den Rüstträgern und den Konsolen sind Gleitstühle angeordnet, die ein Heben und Senken der Rüstträger mittels hydraulischer Pressen ermöglichen (siehe Abbildung 1-3). [52]

[49] Vgl. NATHER, F.; LINDNER, J.; HERTLE, R.: Handbuch des Gerüstbaus, S. 355

[50] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 176f.

[51] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 141

[52] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 814

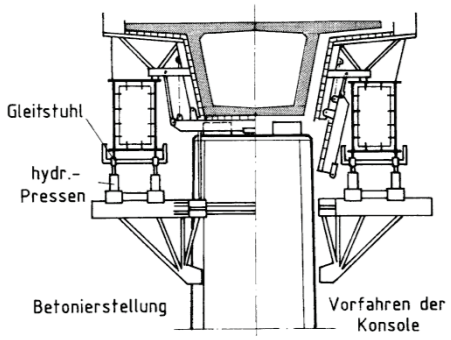


Abbildung 1-3: Überbauquerschnitt mit Lage der Schalung und der Rüstträger einer stählernen Vorschubrüstung[53]

Das Absenken der Rüstträger erfolgt, während der jeweils betonierte Bauabschnitt vorgespannt wird. Dadurch werden die Steg- und Fahrbahnplattenschalung freigesetzt, und die Bodenschalung wird abgeklappt. Anschließend erfolgt ein Teilvorschub der Vorschubrüstung soweit, dass der Verbindungsrahmen (Querträger) den nächsten Pfeiler erreicht und sich der Querträger durch Ablassen der Rüstung auf den Pfeilerkopf setzt. Dabei gleitet die Vorschubrüstung vorn auf den Konsolen über Gleitlager, während das hintere Ende der Rüstung an einem auf der bereits erhärteten Fahrbahnplatte laufenden Oberwagen angehängt ist. Anschließend können die Konsolenverankerungen am Pfeiler gelöst und die Konsolen zum nächsten Pfeiler vorgeschoben und verankert werden. Danach kann die Vorschubrüstung in die nächste Betonierstellung verschoben und die Schalung in die entsprechende Position eingefahren und ausgerichtet werden.[54]

1.2.3 Taktschiebeverfahren

Beim Taktschiebeverfahren wird das Tragwerk hinter dem Widerlager auf festem Boden hergestellt und nach Fertigstellung eines Taktes wird das gesamte Tragwerk in Längsrichtung verschoben. Um die Biegemomente zufolge Auskragung während des Verschiebevorganges zu verringern, wird am Tragwerk ein stählerner Vorbauschnabel montiert, der entsprechend leichter ist als das Tragwerk.[55] Zum Schutz gegen die Witterung kann die Feldfabrik mit einem Zelt eingehaust werden. Die einzelnen Taktlängen betragen in der Regel 20 – 30 m und werden auf die Spannweiten abgestimmt (Taktlänge = ½ oder 1 Überbaufeld).[56] Laut

[53] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 814

[54] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 814f.

[55] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.238

[56] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 151

Mehlhorn[57] können Brücken mit Gesamtlängen ab 100 bis über 1000 m wirtschaftlich mit diesem Verfahren hergestellt werden. Brücken unter 200 m Länge sind in der Regel aber nur dann wirtschaftlich, wenn die Bauausrüstung schon vorhanden ist.

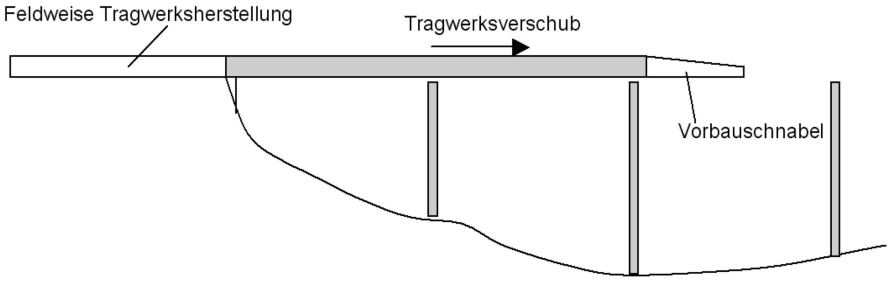


Abbildung 1-4: Taktschiebeverfahren[58]

Die Anwendungsbereiche für das Taktschiebeverfahren sind laut *Zimmermann*[59]*:*

- Mehrfeldbrücken ab ca. 8 Feldern, wo konventionelles Gerüst unwirtschaftlich oder nicht ausführbar ist.
- Spannweite bis ca. 60 m (ohne Zwischenunterstützung).
- Konstante Krümmungen der Gradiente und der Trassierung (Radien oder Geraden).
- Tiefe Täler, querende Verkehrswege (Fluss, Eisenbahn, …).

Nach erfolgtem Längsverschub des Tragwerks wird der nächste Takt betoniert und das Tragwerk neuerlich verschoben. Mit Hilfsstützen ist das Verfahren für Stützweiten bis zu 70 m anwendbar und bietet den Vorteil, dass die Tragwerksherstellung stets an der gleichen Stelle und auf festem Gelände erfolgt. Der Nachteil des Taktschiebeverfahrens liegt darin, dass trotz Vorbauschnabel durch das Tragwerk während des Verschubvorganges sehr hohe Kragmomente aufzunehmen sind, die teilweise an Stellen auftreten, bei denen im Gebrauchszustand positive Momente auftreten. Daher ist eine annähernd mittige, aus der Sicht der Bewehrung eher unwirtschaftliche Vorspannung erforderlich.[60]

Das Verschieben des Tragwerkes erfolgt mittels Pressen, wobei auch entsprechende Rückhaltevorrichtungen vorzusehen sind, um bei einem Längsgefälle ein Entkommen des Tragwerkes zu verhindern.[61] Um die Durchbiegung des auskragenden Tragwerksteiles auszugleichen, ist im

[57] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 839

[58] GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.238

[59] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 150

[60] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.238f.

[61] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.238

Vorbauschnabel eine Hydraulik integriert. Vor dem Erreichen des nächsten Pfeilers kann der gesamte Vorbauschnabel hochgedrückt werden. Die Durchbiegung des auskragenden Teils würde sonst verhindern, dass der Überbau über den Pfeiler hinweg bewegt werden kann.[62]

Während des Verschiebevorganges wird das Tragwerk auf Gleitlagern gelagert, die aus Teflonplatten, die auf polierten Stahlplatten gleiten, bestehen. Die durch die Lager gebildete Verschubbahn darf nur geringe Abweichungen von der planmäßigen Höhenlage aufweisen, um Zwängskräfte im Tragwerk und damit Rissbildung während des Verschubvorganges zu verhindern. Bei der Montage der Lager ist daher eine besondere Genauigkeit hinsichtlich ihrer Höhenlage erforderlich.[63]

Nach Fertigstellung des Tragwerkes ist dieses auf den endgültigen Lagern zu lagern und notwendige Festhaltungen der für die Aufnahme der Horizontalkräfte vorgesehenen festen Lager anzubringen.[64]

1.2.4 Fertigteilbauweise

Bei dieser Bauweise werden einzelne Fertigteile aneinandergefügt und durch externe Vorspannung zusammengehalten. Die Tragkonstruktion wird in Quer- oder Längsrichtung in kleine, leicht transportierbare Einheiten zerlegt.[65] Die Vorteile dieser Bauweise sind fabrikmäßige Fertigung, bessere Qualität, geringere Lohnkosten, wetterunabhängige Herstellung und gute Schalungsausnutzung. Demgegenüber sind die hohen Investitionskosten für den Fertigungsplatz, den Transport und die Montageräte zu stellen. Wirtschaftlich ist dieses Verfahren nur bei Ausführung in großen Serien.

In der Fertigteilbauweise unterscheidet man

- Brücken, deren Überbauten als Ganzes vorgefertigt werden,
- Brücken, deren Überbauten aus vorgefertigten Einzelteilen zusammengesetzt werden.

Die Einzelelemente können entweder als längsorientierte (Längsträger) oder querorientierte Fertigteile (Segmentbrücken) hergestellt werden.[66]

---

[62] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 154

[63] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.239

[64] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.239

[65] Vgl. ROMBACH, G.: Fugen in Segmentfertigteilbrücken, http://www.tu-harburg.de/mb/texte/PDF-Dokumente/2005-Zilch.pdf, Datum des Zugriffs 07.03.2011 15:50

[66] Vgl. WEIDEMANN, H.: Brückenbau: Stahlbeton und Spannbetonbrücken, S. 322

Längsorientierte Fertigteilbrücken

Längsorientierte Fertigteilbrücken bestehen aus nebeneinanderliegenden Längsträgern, z.B. als T-Träger, I-Träger oder Hohlkastenträger, die dicht an dicht verlegt werden. Durch nachträglich eingezogene Querspannglieder im Obergurt und in den Querträgern wird in Verbindung mit Ortbetonplomben in den Längsfugen durch Querkraftübertragung eine Lastverteilung und das Zusammenwirken aller Träger erreicht. Liegen die Träger in geringem Abstand von 0,60 m bis 1,20 m nebeneinander, so sind die vielen Fugen nachteilig. Diese Nachteile werden vermieden, wenn die Längsträger in größerem Abstand (von 1 m bis 5 m) verlegt werden, abhängig von Stützweite und Trägerhöhe. Die Fahrbahnplatte wird in Ortbeton ausgeführt.[67]

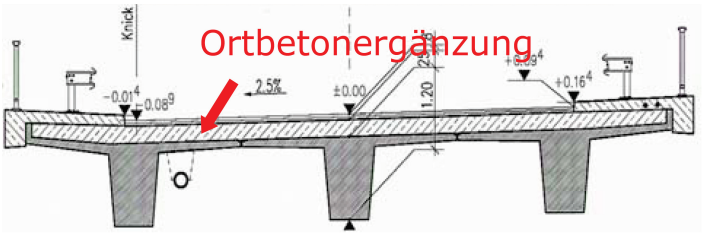


Abbildung 1-5: Fertigteilbrücke mit Fahrbahnplatte aus Ortbeton[68]

Zimmermann [69] unterteilt die Herstellung von Fertigteilträgern in vier Phasen:

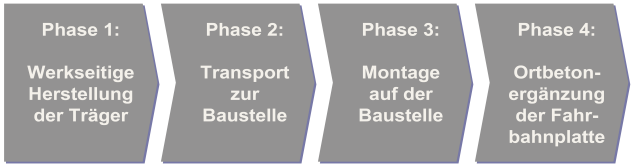


Abbildung 1-6: Herstellung von Fertigteilträgern[70]

Segmentbauweise

Die Segmentbauweise ist vor allem in den USA und Südostasien verbreitet. Bei dieser Bauweise wird der Überbau quer zur Längsrichtung in Segmente unterteilt, die in einer Feldfabrik nahe der Baustelle hergestellt werden. Die einzelnen Segmente werden anschließend zum Einbauort transportiert. Der Einbau erfolgt über eine oben liegende Rüstung, an der die Segmente aufgehängt, hochgezogen und in die Einbauposition gefahren werden. Dort werden sie durch externe Vorspannung an bereits eingebaute Segmente verspannt (siehe Kapitel 2.3.4).[71]

---

[67] Vgl. WEIDEMANN, H.: Brückenbau: Stahlbeton und Spannbetonbrücken, S. 322

[68] ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 167

[69] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 167

[70] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 167

[71] ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 170f.

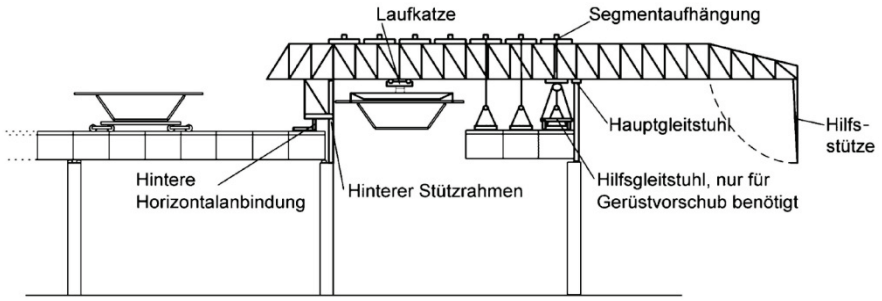


Abbildung 1-7: Segmentbauweise mit oben liegendem Verlegegerüst[72]

1.2.5 Herstellung von Bogenbrücken

Für die Herstellung von Bogenbrücken stehen laut G*latzl*[73] neben der bodenabhängigen Bauweise mit Lehrgerüst noch folgende bodenunabhängige Sonderbauverfahren zur Auswahl:

- Bogenlehrgerüst nach Bauart Cruciani
- Bogenfreivorbau (siehe Kapitel 2.3.6)
- Bogenklappverfahren

Cruciani Bauweise

Bei dem System Cruciani wird ein Lehrgerüst aus vorgefertigten und mit Spannstangen zusammengespannten Holzelementen errichtet, auf dem der Stahlbetonbogen betoniert wird. Die Anzahl der Holzgurte bzw. der Stockwerke des Lehrgerüstes richtet sich nach der Stützweite und der auftretenden Belastung.[74]

Das Gerüst ist frei tragend, benötigt weder Rüsttürme noch aufwendige Fundierungen, sondern nur eine einfache Abstützkonstruktion an den Bogenkämpfern. Es gibt keine festen Verbindungen, alle Teile sind zerlegbar und können mehrmals eingesetzt werden. Die Oberkanten der Fachwerkbinder verlaufen krummlinig: Ist zur Erzielung der planmäßigen Bogenform ein Höhenausgleich notwendig, ist dieser sehr einfach zu bewerkstelligen. Durch gezielte Wahl der Betonierreihenfolge und gegebenenfalls Aktivierung des Verbundes zwischen Holz und Beton kann das Gerüst progressiv ausgesteift werden. Dies erlaubt vor allem bei sehr weit gespannten Bogen mit großen Querschnitten eine sparsame Dimensionierung der Lehrgerüste auf z.B. nur 10 – 20 % der Bogeneigenlast. Als Nachteil dieses Verfahrens ist das zeitaufwendige Spannen der Spannschlösser zu nennen. Vor der Lastaufbringung muss kontrolliert werden, ob diese ausreichend vorgespannt sind. Vergeht eine

[72] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 859

[73] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.245

[74] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.245

längere Zeit zwischen Aufstellen und Belastung des Gerüstes, muss gegebenenfalls nachgespannt werden. Durch die Verwendung von teurerem, getrocknetem Holz können die Spannverluste vermindert werden.[75]

Abbildung 1-8: Lehrgerüstmontage bei der Pfaffenbergbrücke in Kärnten[76]

Auf Grund der relativ hohen Verformbarkeit des Lehrgerüstes ist die Reihenfolge der Betonierabschnitte genau festzulegen, um die Bogenachse in plangemäßer Lage zu erhalten. Nach Fertigstellung des Bogens kann das Lehrgerüst abgetragen und die Fahrbahn mit ihrer Aufständerung hergestellt werden.[77]

Bogenklappverfahren

Die Herstellung von Bogenbrücken im Klappverfahren erfolgt ähnlich wie der Freivorbau, wobei die beiden Bogenhälften in annähernd senkrechter Lage unter Verwendung einer Kletterschalung hergestellt und nach ihrer Fertigstellung in die endgültige Lage geklappt werden. Während der Herstellung werden die Bogenhälften über die Vorlandbrücken abgespannt. Die Spannseile werden später zum Einklappen der Bogenhälften verwendet. Um den Klappvorgang zu ermöglichen sind die Bogenhälften während des Bauvorganges auf aufwändigen Stahlgelenken auf den Kämpferfundamenten zu lagern, die später ausgebaut und durch eine monolithische Verbindung des Bogens mit dem Fundament ersetzt werden. Im Gegensatz zu den anderen genannten Verfahren wurde dieses Verfahren bisher kaum angewendet. Ein Anwendungsbeispiel ist die Argentobelbrücke bei Kempten in Süd-Deutschland.[78]

[75] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 808f.

[76] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S.806

[77] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.245

[78] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S.246

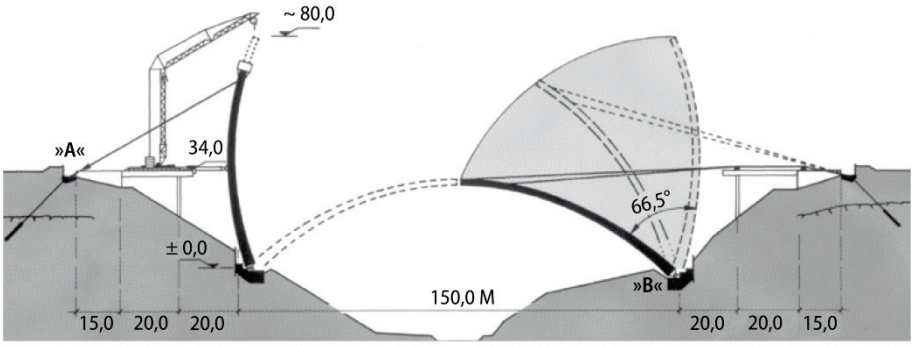


Abbildung 1-9: Bogenklappverfahren bei der Argentobelbrücke in Deutschland[79]

[79] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 167

2 Der Freivorbau

Unter freiem Vorbau versteht man Baumethoden, die es gestatten, Tragwerke ohne unterstützende Hilfskonstruktionen das heißt unabhängig von Risiken in bezug auf Standfestigkeit und Setzungsempfindlichkeit eines normalen Lehrgerüstes, herzustellen. Ein sich wiederholender Arbeitstakt ermöglicht wirtschaftliches Bauen und eine hohe Ausführungsqualität.[80]

Das Freivorbauverfahren ermöglicht die Überbrückung mittlerer und größerer Spannweiten zwischen ca. 70 und 250 m unabhängig von den vorherrschenden geologischen und topografischen Verhältnissen.[81] Es umfasst sowohl den klassischen Freivorbau im Waagebalken, als auch diverse Sonderbauverfahren auf die im Anschluss noch näher eingegangen wird. Allgemeingültig für dieses Verfahren ist, dass als Betonierabschnitte nicht ganze Brückenfelder, sondern Abschnitte von ca. 3 bis 10 m Länge gewählt werden. Die Herstellung eines Taktes dauert in der Regel eine Woche. Durch die Vielzahl kleinerer Abschnitte können die Vorteile der Einarbeitung und des Wiederholungseffektes genützt werden. Weiteres kann die mobile Fertigungsstelle leicht gegen Witterungseinflüsse geschützt werden.[82]

2.1 Geschichte

Ursprünglich nur im Stahlbau üblich, wurde der freie Vorbau in den Jahren 1930/31 erstmals beim Bau der 68 m weit gespannten Stahlbetonbalkenbrücke über den Rio do Peixe in Brasilien angewendet. Die Brücke war die damals weitest gespannte Balkenbrücke der Welt.[83] Im deutschsprachigen Raum wurde bereits im Jahre 1930 in einem Wettbewerb für die Dreirosenbrücke in Basel von der Firma *Dyckerhoff & Widmann KG* der Vorschlag gemacht, 3 Öffnungen von 50 + 100 + 50 m durch ein System von vorgespannten Kragträgern mit einem Gelenk in der Mitte des Mittelfeldes zu überbrücken. Der Entwurf wurde damals abgelehnt, da die Zeit für eine derartige Lösung noch nicht reif war.[84] Im Jahre 1937 wurde in England eine weitere Stahlbetonbrücke im Freivorbau errichtet. Da die technischen Voraussetzungen für eine breitere Anwendung noch nicht gegeben waren, konnte sich das

[80] HAUSLEITNER, A.: Bauverfahren – Bauausführung im Freivorbau, in: Zement und Beton, 03/1976, S. 143

[81] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 825

[82] Vgl. ROUBIN, E.: Die Methoden der Ausführung von Massivbrücken mit Hilfe von Vorschubrüstungen, S. 15

[83] Vgl. HAUSLEITNER, A.: Bauverfahren – Bauausführung im Freivorbau, in: Zement und Beton, 03/1976, S. 143

[84] Vgl. FINSTERWALDER, U.; SCHAMBECK, H.: Von der Lahnbrücke Balduinstein bis zur Rheinbrücke Bendorf: Die Entwicklung des freien Vorbaus für Spannbetonbrücken, in: Der Bauingenieur, 03/1965, S. 5ff.

Verfahren bei Stahlbetonbrücken nicht durchsetzen und es blieb bei einigen Ausführungen.[85]

Mit der Entwicklung des Spannbetons waren die Voraussetzungen geschaffen, die Vorteile eines rationellen Bauverfahrens mit den wirtschaftlichen Vorteilen einer Spannbetonkonstruktion zu verbinden. Der Gedanke einer abschnittsweisen Herstellung von Spannbeton-konstruktionen wurde intensiv von der Firma *Dyckerhoff & Widmann* weiter verfolgt und 1950 zum Patent angemeldet. Die von *Dyckerhoff & Widmann* entwickelten Spannglieder mit ihren einfachen Verankerungen und Muffenstößen eigneten sich besonders für diese Methode. Bereits 1951 wurde mit der 62,5 m weit gespannten Lahnbrücke Balduinstein das erste Spannbetontragwerk in dieser Bauweise hergestellt.[86] Es folgten 1952 die Nibelungenbrücke über den Rhein bei Worms und die Moselbrücke bei Koblenz mit Spannweiten von maximal 114 und 123 m. Nach erfolgreicher Ausführung dieser Brücken interessierte sich auch das Ausland für den freien Vorbau. 1954 begann mit dem Bau der Oesterdalälvenbrücke in Skandinavien eine Serie frei vorgebauter Brücken, die von einheimischen Firmen als Lizenzbauten hergestellt wurden. Auch in Japan wurde seit dem Jahre 1958 eine große Anzahl frei vorgebauter Brücken mit Spannweiten bis zu 160 m errichtet, darunter auch erstmals eine Eisenbahnbrücke, die Washinosubrücke. Neben zahlreichen Lizenzbauten in Belgien, Holland und Österreich kamen 1964 weitere in Griechenland und Italien dazu.[87]

1961 erhielt die Arbeitsgemeinschaft der Firmen *Dyckerhoff & Widmann KG* und *Grün & Bilfinger AG* den Auftrag zum Bau der 208 m weit gespannten Bendorf Brücke über den Rhein. Hier gelang es erstmals bei einer Brücke mit einer Spannweite von mehr als 200 m in einem öffentlichen Wettbewerb erfolgreich gegen den Stahlbau zu konkurrieren.[88] Seither sind unzählige Spannbetontragwerke in diesem Verfahren hergestellt worden. Die erste Anwendung des Freivorbaus in Österreich erfolgte 1965 beim Bau der Hafenbrücke Freudenau.[89] Den Weltrekord hält derzeit die Stolmasundbrücke in Norwegen mit einer Hauptspannweite von 301 m. Sie ist die am weitesten gespannte Betonbrücke der Erde, die im freien Vorbau bis heute errichtet wurde.[90]

---

[85] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 825

[86] Vgl. HAUSLEITNER, A.: Bauverfahren – Bauausführung im Freivorbau, in: Zement und Beton, 03/1976, S. 143

[87] Vgl. FINSTERWALDER, U.; SCHAMBECK, H.: Von der Lahnbrücke Balduinstein bis zur Rheinbrücke Bendorf: Die Entwicklung des freien Vorbaus für Spannbetonbrücken, in: Der Bauingenieur, 03/1965, S. 5ff.

[88] Vgl. FINSTERWALDER, U.; SCHAMBECK, H.: Von der Lahnbrücke Balduinstein bis zur Rheinbrücke Bendorf: Die Entwicklung des freien Vorbaus für Spannbetonbrücken, in: Der Bauingenieur, 03/1965, S. 7ff.

[89] Vgl. ROUBIN, E.: Die Methoden der Ausführung von Massivbrücken mit Hilfe von Vorschubrüstungen, S. 15

[90] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 835ff.

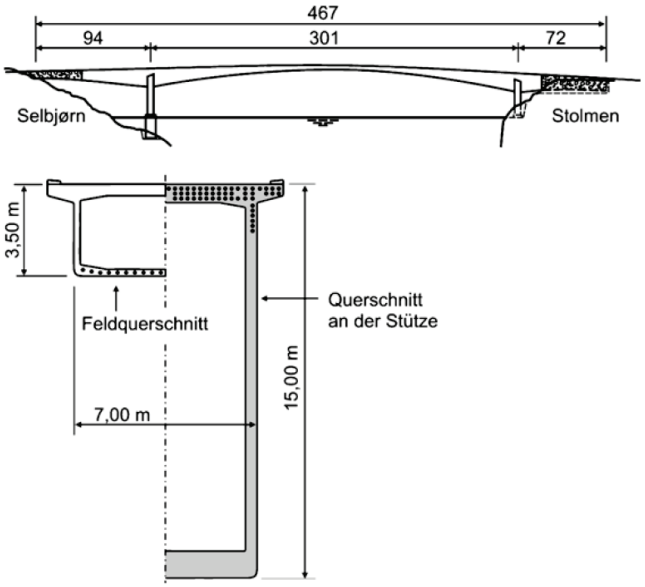


Abbildung 2-1: Ansicht und Querschnitt der Stolmasundbrücke[91]

2.2 Klassischer Freivorbau

Diese Art des Freivorbaus, heute als klassische Methode bezeichnet, eignet sich besonders für gevoutete Balkenbrücken mit Spannweiten von ca. 70 bis etwa 220 m, wenngleich auch größere Spannweiten möglich sind und auch bereits ausgeführt wurden. Die Brücke wird von einem Pfeiler ausgehend nach beiden Richtungen symmetrisch oder im Einzelfall in eine Richtung mit Gegengewicht errichtet. Der Freivorbauwagen (siehe Kapitel 2.4) steht am Kragarmende des fertigen Betonierabschnitts und ermöglicht die Herstellung des nächsten Abschnitts.[92]

Mehlhorn [93] führt aus, dass das Grundprinzip des klassischen Freivorbaus darin besteht, dass von einem Pfeiler aus mit einer beweglichen Fertigungsanlage – dem Freivorbauwagen – einzelne Brückenabschnitte betoniert werden. Dabei trägt der Freivorbauwagen Rüstung, Schalung, Beton- und Spannstahlbewehrung sowie den Frischbeton. Im klassischen Freivorbau wird wechselseitig oder symmetrisch gefertigt, wodurch sich auf dem betreffenden Pfeiler ein Waagebalken ausbildet. Die Fertigungsabschnitte sind in der Regel zwischen 3 und 5 m lang. Dadurch ist die vorzuhaltende Materialmenge für Vorbaurüstung und Schalung relativ gering. Weitere Vorteile sind,

[91] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 837

[92] Vgl. ROUBIN, E.: Die Methoden der Ausführung von Massivbrücken mit Hilfe von Vorschubrüstungen, S. 15

[93] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 825

dass die Schalung mehrfach wieder verwendet und leicht modifiziert werden kann, sowie die Anpassung an gevoutete Balkengeometrien problemlos möglich ist. Durch den Einarbeitungseffekt ähnlicher Takte lassen sich Material- und Zeitaufwand weiter reduzieren. Durch Einhausen des Vorbauwagens kann auch bei widrigen Witterungsbedingungen gearbeitet werden.

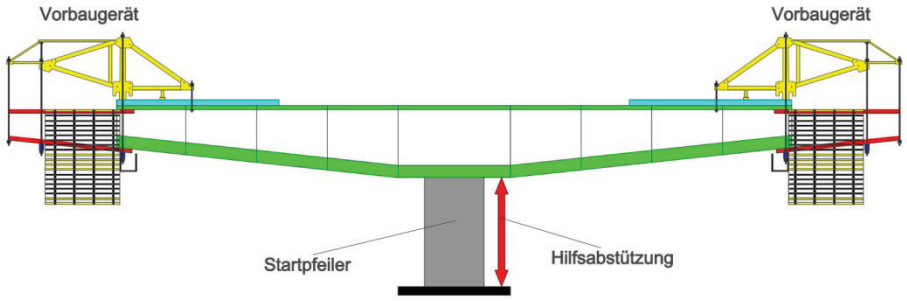


Abbildung 2-2: Freivorbauverfahren (in Anlehnung an *Peri*[94])

In der Regel wird der Überbau in den Pfeilern eingespannt, sodass ein nach beiden Seiten offener Kragarm entsteht. Diese Kragträger müssen bei Brückenschluss in Feldmitte miteinander zu einem Endsystem verbunden werden.[95] Auf die Problematik des Lückenschlusses wird in Kapitel 2.5 noch näher eingegangen. Im Gebrauchszustand wird der Überbau häufig als gelenkig oder längsverschieblich auf den Pfeilern aufgelagerter Durchlaufträger geführt. In diesem Fall muss der Überbau im Bauzustand durch Abstützungen auf die Pfeilerfundamente und durch vorgespannte Zugglieder in Höhe, Seite und Länge stabilisiert werden.[96]

Ist der Überbau nicht monolithisch mit der Stütze verbunden, so ist die Errichtung von Hilfsstützen zur temporären Erzeugung der Einspannung, zur Stabilisierung des Waagebalkens und zur Aufnahme von Kippmomenten während der Bauzeit erforderlich. Die Hilfsstützen werden vorgespannt, wodurch die Längenänderungen stark begrenzt werden und die Gefahr starker Verformungen minimiert wird. Um die Vorspannkraft in den Hilfsstützen auch während der Ausführung überprüfen und anpassen zu können, werden zwischen dem Überbau und den Hilfsstützen Pressen angeordnet. Auf diese Art und Weise kann die gewünschte Vorspannkraft in allen Bauphasen eingestellt werden. Reichen bei sehr großer Spannweite die Hilfsstützen für die letzten Takte vor Lückenschluss nicht aus, können auch zusätzliche Hilfsstützen unter den Stegen des Waagebalkens angeordnet werden, sofern dies geologisch und topografisch möglich ist.[97]

---

[94] Vgl. Fa. Peri: Schalungen im Brückenbau II, S. 31

[95] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 827

[96] Vgl. WEIDEMANN, H.: Brückenbau: Stahlbeton und Spannbetonbrücken, S. 302

[97] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 830f.

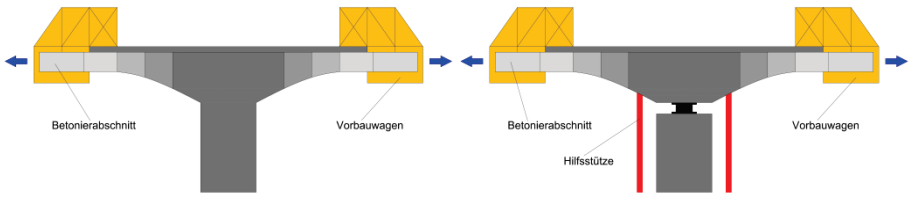


Abbildung 2-3: Eingespannter (links) und gelenkig gelagerter (rechts) Überbau

Voraussetzung für den Einsatz des Freivorbaus ist, dass die entsprechenden Pfeiler bereits vollständig errichtet wurden. Bevor mit der Montage des Freivorbauwagens begonnen werden kann, ist die Herstellung des Pfeilertisches, dem 1. Überbauabschnitt, in konventioneller Bauweise erforderlich. Die Länge des Pfeilertisches, auch Hammerkopf genannt, ist abhängig vom Platzbedarf für das Aufstellen der Freivorbauwagen. Um die Länge des Pfeilertisches zu reduzieren, wird häufig zuerst nur ein Vorbauwagen montiert, bis diese Seite 1 bis 2 Takte Vorlauf hat. Erst dann erfolgt der Aufbau des zweiten Vorbauwagens. Für die Montage ist die Verfügbarkeit eines Hubgerätes zu prüfen, welches die Einzelteile der Vorbauwägen auf das Niveau des Pfeilertisches heben kann.[98] Die Herstellung des Hammerkopfes ist oft schwieriger und komplexer als anschließend der Freivorbau selbst, bei diesem Verfahren aber zwingend notwendig. In der Regel dauert die Herstellung zwischen 6 und 8 Wochen und ist schalungs- und gerüstbautechnisch hochkomplex.[99]

Abbildung 2-4: Unterschiedliche Bauzustände bei der Herstellung des Hammerkopfes[100]

Nach dem Einrichten der Vorbauwagen, dem Ausrichten der Schalung, dem Einlegen der schlaffen Bewehrung und der leeren Hüllrohre erfolgt das Betonieren des ersten Taktes des Kragarms. Nach Erreichen der erforderlichen Festigkeit des Teilabschnitts, in der Regel nach 2 bis 3 Tagen, werden die Spannglieder nachträglich in die vorbereiteten Hüllrohre eingezogen und vorgespannt. Häufig werden die

---

[98] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 829f.

[99] Vgl. Fachgespräch mit Dipl.-Ing.(FH) Michael Broichgans, Gruppenleiter Kompetenzcenter Freivorbau der Firma Doka in Amstetten, am 02.04.2010

[100] ZIMMERMANN, W.: Bildergalerie Draubrücke Lippitzbach, http://www.zimmermann-consult.at/deutsch/1418949.htm, Datum des Zugriffs 25.04.2011 15:48

Spanngliedverankerungen für eine niedrigere Betonfestigkeitsklasse ausgelegt, als für jene, die wirklich eingebaut wird. Im Endzustand ist daher etwas mehr Bewehrungsstahl vorhanden, als statisch erforderlich ist. Der große Vorteil dieser Vorgehensweise liegt darin, dass der Zeitpunkt des Vorspannens vorgezogen werden kann. Nach dem Vorspannen wird der Vorbauwagen vorgefahren und am fertig gestellten Teilstück fixiert. Die folgenden Abschnitte werden wechselseitig anbetoniert und taktweise vorgespannt. Ist die erforderliche Anzahl an Abschnitten erstellt, erfolgt mit dem Einbau des letzten Teilstücks in Feldmitte der Lückenschluss (siehe Kapitel 2.5). Die Kragträger werden biegesteif zu einem Durchlaufträger verbunden und die Kontinuitäts-spannglieder eingezogen (siehe Kapitel 2.2.2).[101]

Abbildung 2-5: Freivorbau im Waagebalken nach Herstellen der ersten Takte.[102]

2.2.1 Ablaufschema des Freivorbaus

Nach der Herstellung des Hammerkopfes und des ersten Betonierabschnitts wiederholen sich die Abläufe im Freivorbau regelmäßig. Durch diese taktmäßige Wiederholung der gleichen Arbeitsabläufe kann der Einarbeitungseffekt genützt werden, was zu einer deutlichen Reduktion der Lohnkosten führt. Mit einer eingearbeiteten Mannschaft kann mit einem Freivorbaugerät ein Abschnitt pro Woche fertiggestellt werden. Wird symmetrisch, also sowohl auf der linken als auch der rechten Seite des Kragarms vorgebaut, wächst die Brücke um 10 m pro Woche bei einer Abschnittslänge von 5 m je Vorbauwagen. Die ersten Takte nach Errichten des Pfeilertisches benötigen in der Regel die doppelte bis dreifache Bauzeit, da die Mannschaft noch nicht eingearbeitet ist und die Querschnittsabmessungen bei gevouteter Trägergeometrie deutlich größer sind als in der Mitte des Feldes. Später muss ein Wochentakt

[101] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 831

[102] Fa. Alpine Bau GmbH: Danube Bridge Beska - Serbia Main Bridge, S. 7

angestrebt werden, damit der junge Beton während des Wochenendes aushärten kann.[103] Laut *Kotulla & Gropp*[104] sind je Takt folgende Teilarbeiten zu erfüllen:

- Vorspannen des zuletzt betonierten Abschnitts nach ca. 2 Tagen Erhärtungszeit.
- Vorschieben des Vorbauwagens in die neue Arbeitsstellung.
- Richten der Schalung nach dem Verankern von Rüstung und Schalung am vorgespannten tragfähigen Abschnitt.
- Verlegen der Betonstahlbewehrung und der Hüllrohre für den neuen Trägerabschnitt.
- Betonieren des neuen Trägerabschnitts.

Anhand von Abbildung 2-6 soll das Ablaufschema verdeutlicht werden, in dem die Abläufe Bewehren, Betonieren und Vorschieben dargestellt sind. Im ersten der vier Bilder ist die Schalung bereit zum Bewehren. Im darauffolgenden ist die Schalung geschlossen und es erfolgt der Betoneinbau. Nach Aushärten des jungen Betons, wenn möglich über das Wochenende, wird dieser Abschnitt vorgespannt. Anschließend wird die Fahrschiene (blau), wie in Bild drei dargestellt, vorgefahren. Ist die Fahrschiene befestigt, wird die Schalung gelöst und der gesamte Freivorbauwagen inklusive der Schalung in den nächsten Abschnitt vorgeschoben (Bild 4). Nun kann mit dem Bewehren des folgenden Abschnitts begonnen werden.[105]

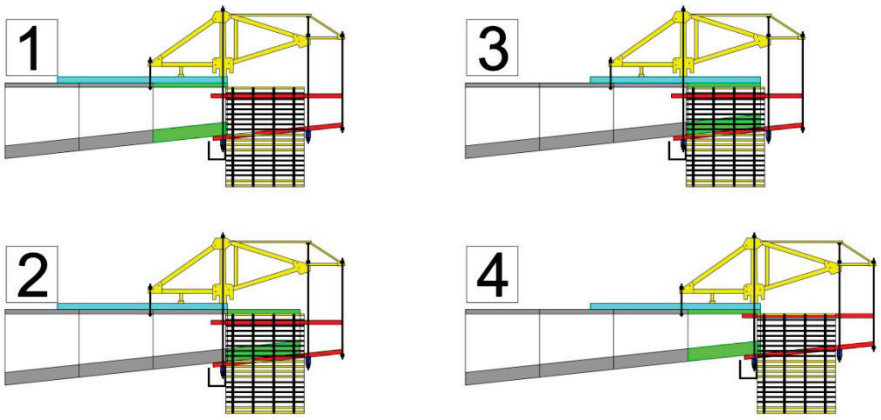


Abbildung 2-6: Ablaufschema des Freivorbaus (in Anlehnung an *Zimmermann*[106])

[103] Vgl. Fachgespräch mit Herrn Rudolf Sagmüller, Projektleiter der Firma Alpine Bau GmbH Internationaler Ingenieurbau, am 02.04.2010

[104] Vgl. KOTULLA, B.; GROPP, M.: Industrielles Bauen: Bauwerke, S. 176

[105] Vgl. ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 158f.

[106] ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement, S. 158

Der Arbeitsablauf im Freivorbau unterteilt sich in Vorspannen, Schalen, Bewehren und Betonieren wie in Abbildung 2-7 ersichtlich ist. Zumeist sind drei Mannschaften am Pfeiler im Einsatz, wobei eine Partie das Schalen und Betonieren übernimmt, eine Partie für die Vorspannung und das Verlegen der Hüllrohre verantwortlich ist, und die dritte Partie ausschließlich für das Verlegen schlaffen Bewehrung eingesetzt wird. Wird im Wochentakt gearbeitet, erfolgt Montagvormittag das Vorspannen des bereits erhärteten Querschnitts, sofern der Beton über das Wochenende eine ausreichende Festigkeit erzielt hat (in der Regel 34 MPa). Nach dem Vorspannen hat das Vorfahren und Einrichten des ersten Vorbauwagens zu geschehen. Anschließend beginnt der Eisenbieger mit dem Bewehren der Bodenplatte und der Stege während die Schalungs- und Betonierpartie auf die andere Seite des Kragarms wechselt. Sobald die Bodenplatte und Stege bewehrt sind, wechselt der Eisenbieger auf den anderen Freivorbauwagen. Die Schalungs- und Betonierpartie zieht währenddessen den Innenschalwagen des ersten Vorbauwagens vor, richtet die Fahrbahnschalung ein und schließt die Stegschalung. Nach dem Bewehren der Fahrbahnplatte ist dieser Freivorbauwagen bereit zum Betonieren. Wichtig ist auch, dass die einzelnen Abläufe nicht rein nacheinander sondern auch nebeneinander ablaufen, wie beispielsweise Bewehren der Stege und Vorbereiten des Innenschalwagens. Ist die Schalungs- und Betonierpartie über das Wochenende nicht vor Ort, so sind weitere Arbeitskräfte erforderlich die am Wochenende die Stirnabschalungen entfernen. Abbildung 2-7 zeigt die Abhängigkeiten der einzelnen Vorgänge für einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt im Wochentakt.

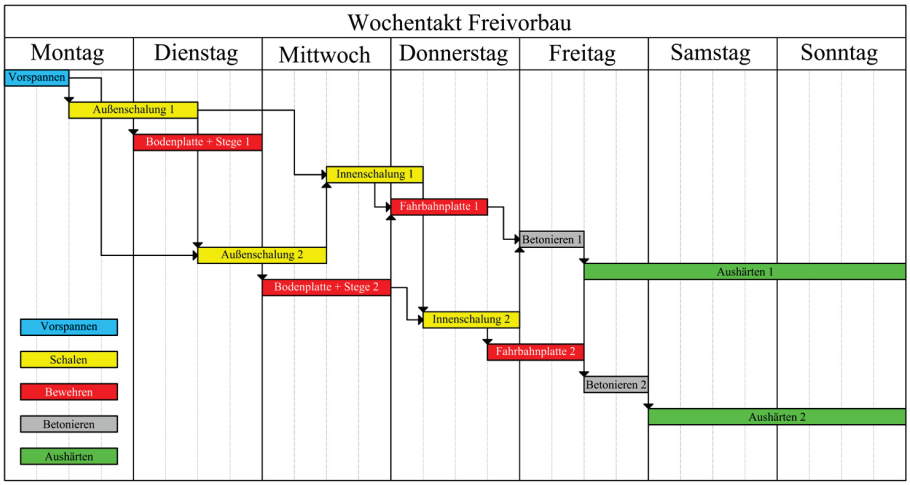


Abbildung 2-7: Ablauf des Freivorbauverfahrens mit zeitlicher Zuteilung

In Abbildung 2-8 ist das Ablaufschema des Freivorbauverfahrens in räumlicher Zuteilung dargestellt (einzelliger Hohlkastenquerschnitt, Wochentakt). Beispielsweise wechselt die Schalungs- und Betonierpartie nach dem Einrichten der Außenschalung auf die andere Kragarmseite, um dort ebenfalls die Außenschalung für das Bewehren der Stege und der Bodenplatte vorzubereiten.

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

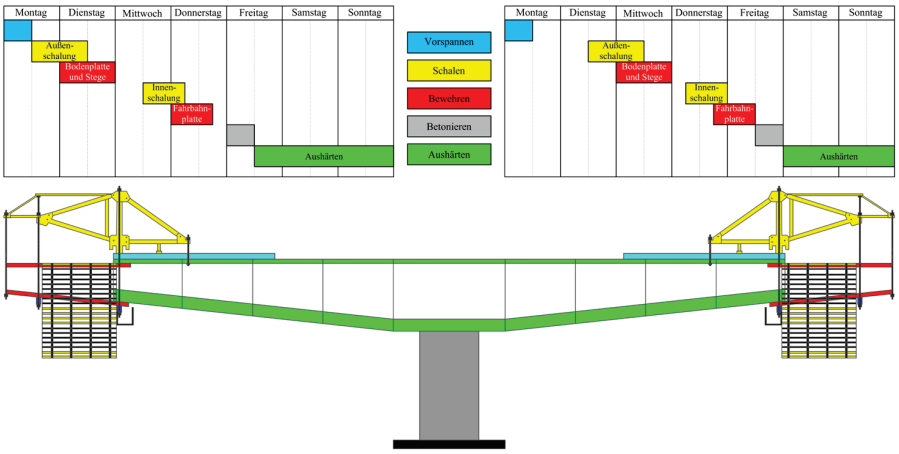


Abbildung 2-8: Ablauf des Freivorbauverfahrens mit räumlicher und zeitlicher Zuteilung

Wie bereits erwähnt, unterteilt sich der Ablauf in Vorspannen des vorherigen Querschnitts, Vorfahren und Einrichten der Außenschalung, Bewehren der Bodenplatte und Stege, Vorziehen und Einrichten des Innenschalwagens, Bewehren der Fahrbahnplatte und Betonieren des Querschnitts. Im Folgenden werden die einzelnen Teilabläufe genau dargestellt und beschrieben.

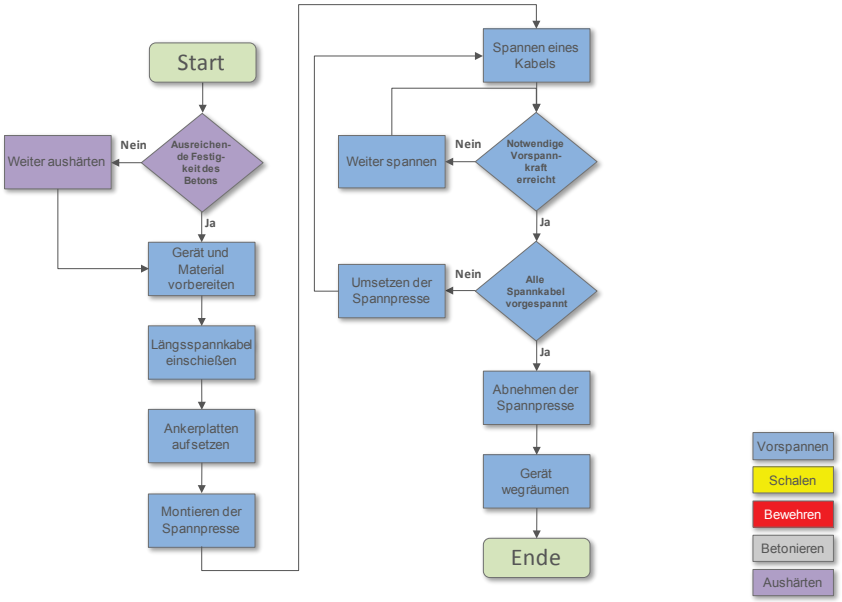


Abbildung 2-9: Teilablauf Vorspannen

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

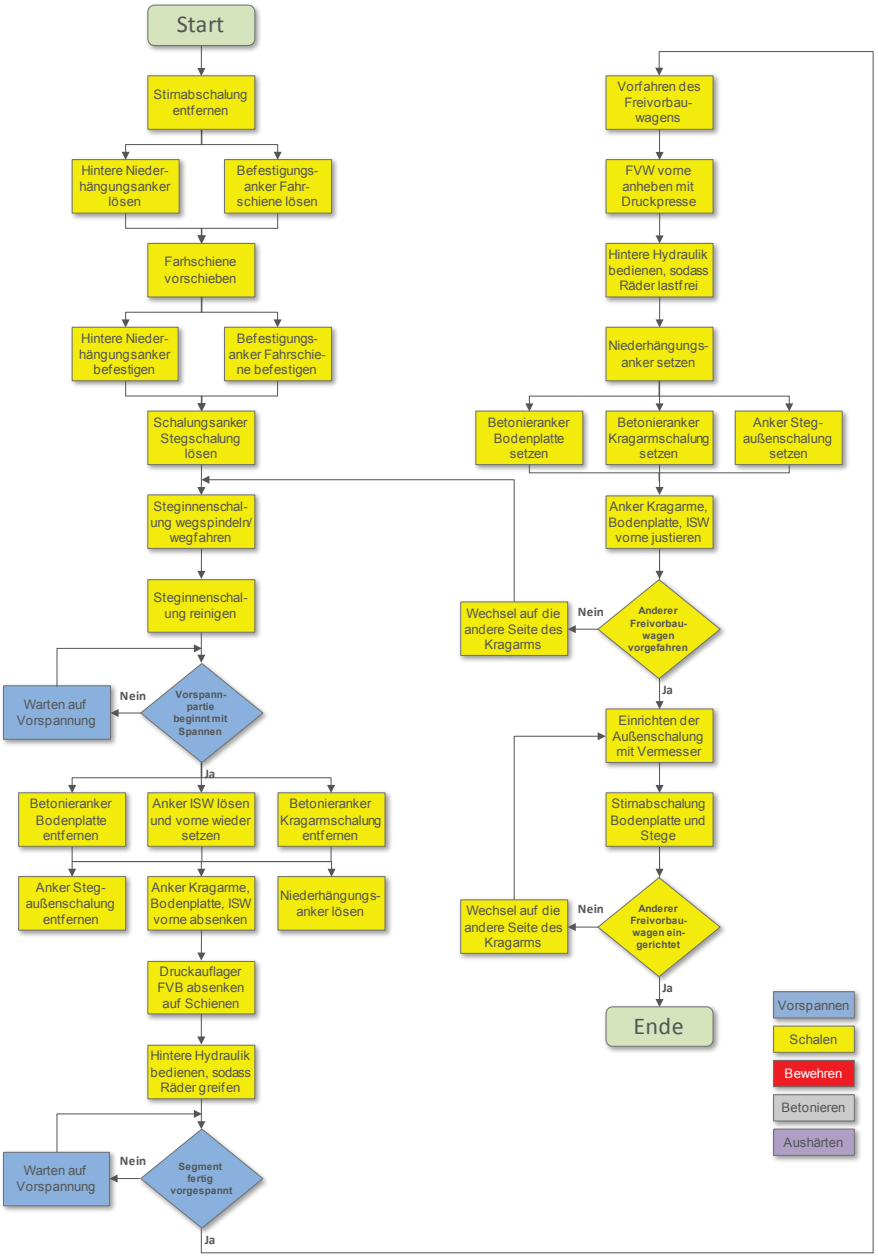


Abbildung 2-10: Teilablauf Ausschalen und Vorfahren des Freivorbauwagen

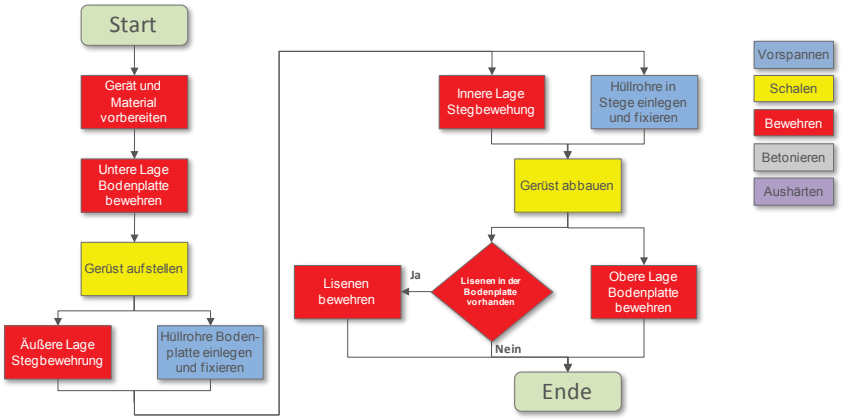


Abbildung 2-11: Teilablauf Bewehren der Bodenplatte und Stege

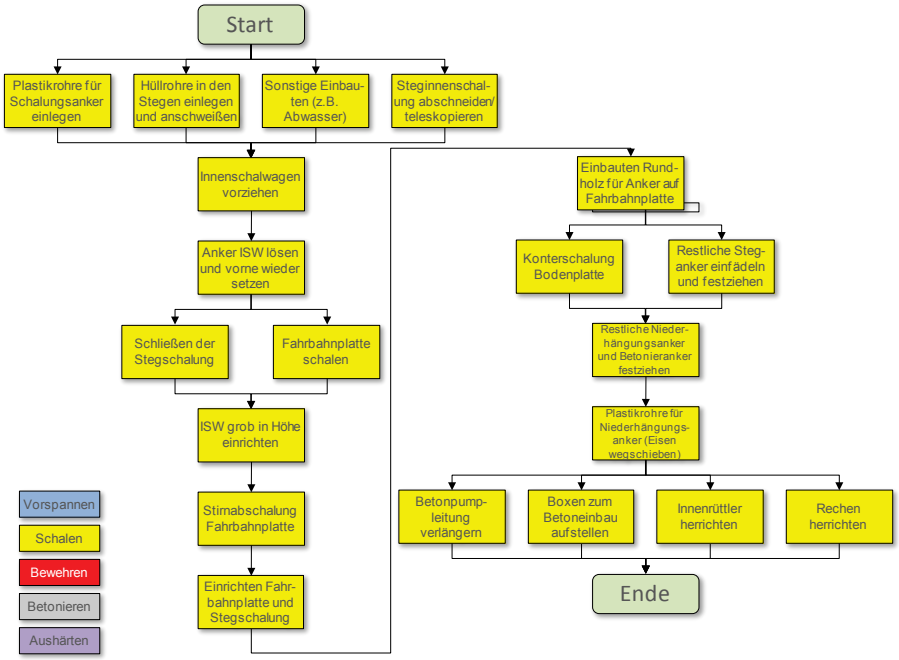


Abbildung 2-12: Teilablauf Vorziehen des Innenschalwagens

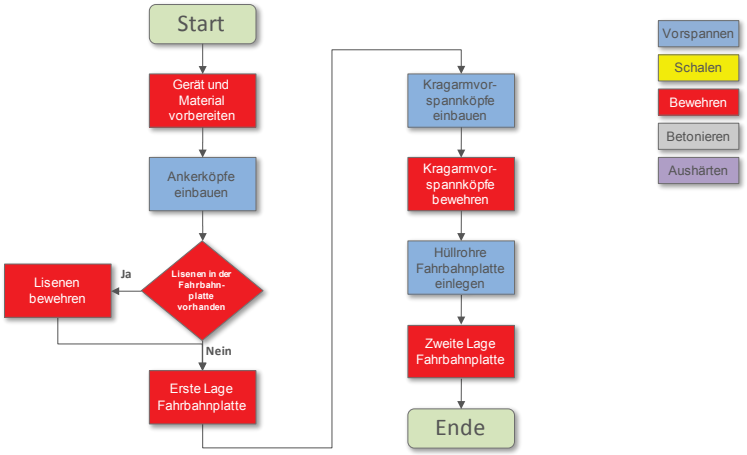


Abbildung 2-13: Teilablauf Bewehren der Fahrbahnplatte

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

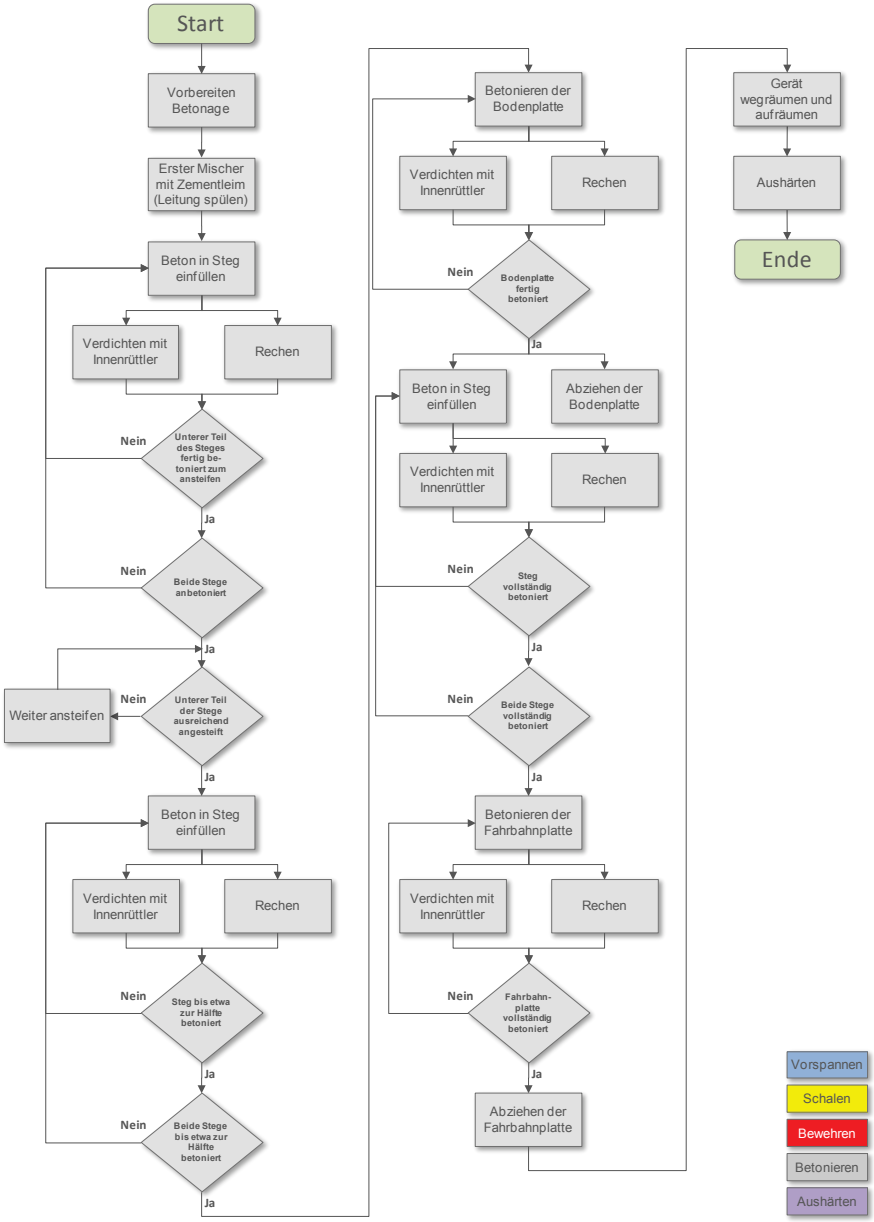


Abbildung 2-14: Teilablauf Betonieren

2.2.2 Querschnittsformen und Spanngliedführung

Beim Freivorbau kommen hauptsächlich gevoutete Kastenträger zur Anwendung. Laut *Brühwiler* & *Menn*[107] soll die Schlankheit l/h an der Einspannstelle ungefähr 17 und in Feldmitte ungefähr 50 betragen. Gevoutete Träger können die Kragarmbeanspruchung im Bauzustand optimal abtragen, da das veränderliche Widerstandsmoment dem

[107] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 418

Verlauf des Stützmomentes angepasst werden kann. Somit ergibt sich für die Unterseite des Trägers meist ein parabelförmiger Verlauf. Neben dieser Art des Überbaus werden aber auch Plattenbalkenquerschnitte und parallelgurtige Träger hergestellt.

Nach *Mehlhorn* [108] besitzen Kastenquerschnitte den Vorteil, dass die hohen negativen Momente infolge der Kragarmbelastung gut aufgenommen werden können und ein einfaches und rationelles Schalen möglich ist. In der Regel wird die Dicke der Bodenplatte im Stützquerschnitt gegenüber dem Feldbereich stark erhöht, um die Druckzone zu vergrößern. Da sich die Anzahl der in der Platte zu führenden Spannglieder kontinuierlich in Richtung Feldmitte verringert, kann auch die Dicke der Fahrbahnplatte variiert werden, um die Eigenlast in Feldmitte zu reduzieren.

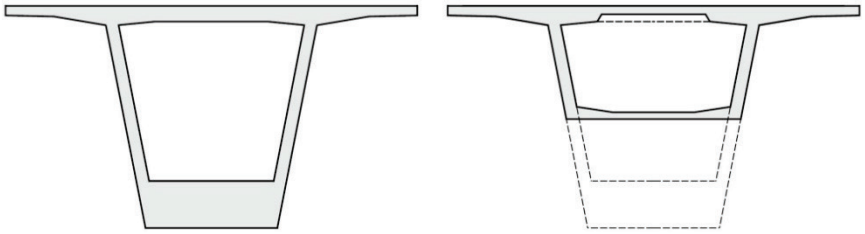


Abbildung 2-15: Unterschiedliche Ausbildung der Fahrbahn- und Bodenplatte [109]

Die Ausbildung der Stege kann sowohl vertikal als auch geneigt erfolgen. Vertikale Stege erleichtern das Einschalen und Betonieren, während schräge Stege eine breitere Fahrbahnplatte bei ansprechender Optik und ein einfacheres Ausschalen ermöglichen. Werden schräge Stege ausgebildet, bleibt entweder die Neigung der Stege konstant, was eine variable Breite der Bodenplatte zur Folge hat, oder es wird eine gleich bleibende Breite der Bodenplatte gewählt, wodurch die Stege eine dreidimensionale Krümmung erhalten. [110] Bei besonders breiten Brücken wird ein mehrzelliger Querschnitt notwendig. Abbildung 2-16 zeigt verschiedene Hohlkastenquerschnitte. [111]

[108] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 826

[109] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 827

[110] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 826

[111] Vgl. JENTSCH, M.; BROICHGANS, M.; SAM, C.: Innovativer Freivorbauwagen, S. 5

Abbildung 2-16: Verschiedene Hohlkastenquerschnitte[112]

Brücken, die im Freivorbau gefertigt werden, können im Grundriss geradlinig oder gekrümmt verlaufen und gegebenenfalls auch eine Klothoidenform besitzen. Ein veränderliches Quergefälle kann, wie in Abbildung 2-17 dargestellt, durch eine rhombische Querschnittsänderung berücksichtigt werden.[113]

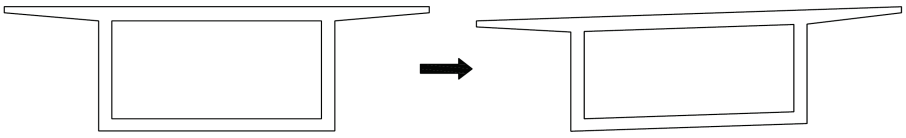


Abbildung 2-17: Querschnittsausbildung bei Quergefälle (in Anlehnung an *Brühwiler*)[114]

Wie bereits erwähnt, ändert sich beim Lückenschluss das statische System der Brücke. Das im Bauzustand vorhandene System des Kragträgers wird durch den biegesteifen Lückenschluss zu einem Durchlaufträger. Daraus ergeben sich Besonderheiten bei der Spanngliedführung, da die Momentenverläufe im Bau- und Gebrauchszustand voneinander abweichen:[115]

[112] STEINSCHADEN, L.: Freivorbau im Brückenbau am Beispiel der Donaubrücke-Traismauer, S. 3

[113] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 826

[114] Vgl. BRÜHWILER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken, S. 418

[115] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 827f.

- Kragarmvorspannung: Diese Spannglieder nehmen vorwiegend die Schnittgrößen aus den Bauzuständen auf und werden dafür dimensioniert. Sie liegen größtenteils in der oberen Platte des Kastenquerschnitts. Da jeder neue Abschnitt kraftschlüssig mit dem schon ausreichend erhärteten Kragarm verbunden werden muss, ist ausgehend vom Pfeilertisch eine Vielzahl von leeren Hüllrohren einzubetonieren. In der Arbeitsfuge werden immer nur jene Spannglieder verankert, die zur Aufnahme der zusätzlichen Lasten aus dem gerade gefertigten Abschnitt benötigt werden. Durch diese Abstufung ist eine problemlose Anpassung der Vorspannung an die Beanspruchung möglich. Ein Beispiel für die Kragarmvorspannung ist in Abbildung 2-18 dargestellt.

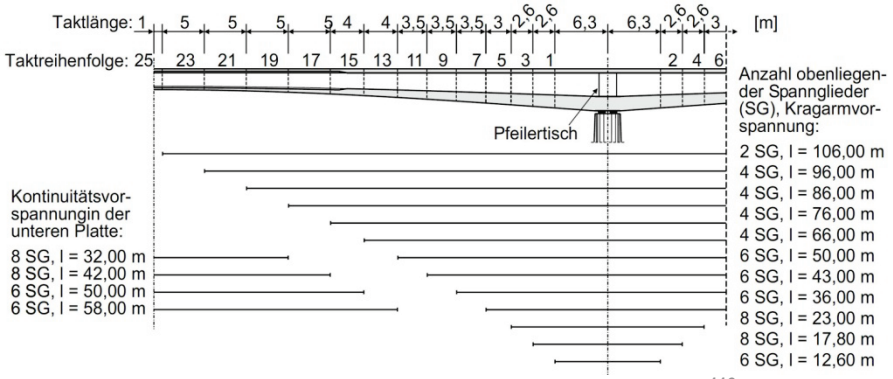


Abbildung 2-18: Beispiel für die Anordnung von Spanngliedern[116]

- Kontinuitätsvorspannung: Diese Spannglieder werden vorwiegend in der Bodenplatte verlegt, um die positiven Momente im mittleren Drittel der Spannweite aufzunehmen, die nach Brückenschluss durch Änderung des statischen Systems entstehen. Verlegt und verankert werden sie in der Nähe der Stege.
- Feldvorspannung: Die Spannglieder der Feldvorspannung werden nach dem Brückenschluss über die gesamte Spannweite in durchgehenden, leer belassenen Hüllrohren eingelegt. Neben der Abdeckung extremer Beanspruchungen, wie z.B. verhältnismäßig hoher Verkehrslasten, können sie auch der nachträglichen Verstärkung dienen.

Mehlhorn[117] führt aus, dass bei üblichen Bauvorhaben die Kragarmvorspannung aus dem Bauzustand so dimensioniert wird, dass sie durch Umlagerung auch die Stützmomente im Endzustand aufnehmen kann. Sind keine außergewöhnlich hohen Lasten zu erwarten, wird die

[116] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 829

[117] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 828f.

Feldvorspannung vernachlässigt und nur eine Kragarm- und Kontinuitätsvorspannung eingesetzt.

Verformungen

Die auftretenden beträchtlichen elastischen und plastischen Trägerdurchbiegungen müssen während der Bauphase durch Überhöhungen ausgeglichen werden. Die Überhöhung muss so dimensioniert werden, dass im Gebrauchszustand das vorgesehene Fahrbahnniveau erreicht wird. Verformungen, die während der Herstellung entstehen, müssen kompensiert werden. Neben Temperatureinflüssen und Stützensenkungen müssen beim Freivorbau auch Verformungen des Kragsystems im Bauzustand, die Einflüsse des nach dem Brückenschluss geänderten statischen Systems und die in diesem Zusammenhang zu erwartenden Kriechumlagerungen berücksichtigt werden. Um ein zufriedenstellendes Ergebnis hinsichtlich der Verformungen zu erreichen, ist eine ständige Überwachung während der Bauausführung Voraussetzung. Deshalb werden pro Takt die aktuellen Verformungswerte gemessen und daraus die erforderliche Überhöhung und Vorspannung berechnet. Notwendige Korrekturen können somit frühzeitig erkannt und während der nächsten Takte vorgenommen werden.[118]

2.2.3 Baubetriebliche und konzeptionelle Aspekte

Beim klassischen Freivorbau wird der Materialtransport überwiegend vertikal orientiert über die im Pfeilerbereich montierten Hubgeräte abgewickelt. Die Infrastruktur zur Versorgung der Teilbaustellen stellt insbesondere bei hohen, mehrfeldrigen Brücken mit schwer zugänglichen Pfeilern wirtschaftliche Herausforderungen dar:

- Das Material muss an jeden Pfeilerstandort für den jeweiligen Überbauabschnitt angefahren werden. Daraus resultieren hohe Einrichtungs- und Materialumschlagkosten.
- Provisorisch ausgebaute Zufahrtswege zu jedem einzelnen Pfeiler müssen starkem Verkehr standhalten und entsprechend tragfähig ausgebaut sein.
- Nach Fertigstellung eines Vorbauabschnittes muss die Arbeitsstelle jeweils zum nächsten Pfeiler verlegt werden.
- Vorbauwagen müssen abmontiert und abgelassen werden, über unwegsames Gelände zur Einsatzstelle am nächsten Pfeiler transportiert und dort wieder hochgezogen und montiert werden.[119]

[118] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 831f.

[119] KOTULLA, B.; GROPP, M.: Industrielles Bauen: Bauwerke, S.171

Laut *Kotulla & Gropp*[120] beruht die Wirtschaftlichkeit dieses im hohen Maße industrialisierten Fertigungsverfahrens sowohl auf den durch ein geeignetes Tragsystem aktivierten Vorteilen des Verbundbaustoffes Spannbeton als auch auf der speziellen Herstellungstechnik:

- Die Spanngliedführung kann dem Momentenverlauf optimal angepasst werden. Spannstähle können je nach erforderlicher Zugkraftdeckung nachträglich in die Hüllrohre eingefädelt und verankert werden. Ergänzt wird die Spannbewehrung durch schlaffe Längsbewehrung, die über die Betonierfugen geführt wird und die Risssicherheit durch geeignete Verteilung über den Querschnitt gewährleistet.
- Die Tragwirkung der bereits ausgeführten Bauabschnitte wird nach Ablauf der erforderlichen Erhärtungszeit schon im Bauzustand ausgenutzt.
- Kostenminimierung durch eine Vorbaurüstung, die nur für einen Abschnitt des Gesamtsystems hergestellt wird und einschließlich der Schalung mit geringfügigen Anpassungen mehrfach eingesetzt und wieder verwendet werden kann.
- Die taktmäßige Wiederholung gleicher Arbeitsabläufe mit kurzen Bauabschnitten führt über den Lerneffekt zu einer Reduktion des Lohnaufwandes je Materialeinheit. Sie gewährleistet gleichzeitig die Sicherheit der vor Ort Beschäftigten und ist die Voraussetzung für eine hohe Ausführungsqualität.

Kotulla & Gropp [121] beschreiben weiteres, dass mit zunehmender Brückenspannweite der Kostenaufwand abnimmt. Während bei üblichen Ortbetonbrücken der Anteil für die Rüstung und Schalung bei etwa 40 % der Rohbaukosten des Überbaus liegt, kann er mit dem Freivorbau auf ca. 25 % bis 35 % gesenkt werden. Bei kleineren Spannweiten (unter ca. 70 m) schlägt der Kostenanteil für die konventionell zu erstellenden Pfeilerbereiche und für die Rüstungsmontage allerdings stärker zu Buche.

2.3 Sonstige Arten des Freivorbaus

Der klassische Freivorbau ist nicht immer anwendbar oder zweckmäßig. Sollen beispielsweise parallelgurtige Träger hergestellt werden, müssen Hilfskonstruktionen das Kragarmmoment aus dem Bauzustand aufnehmen. Manchmal ist es auch nicht möglich, den Vorbauwagen zum Pfeilerfuß zu transportieren, da keine ausreichende Zufahrt zu diesem gegeben

[120] Vgl. KOTULLA, B.; GROPP, M.: Industrielles Bauen: Bauwerke, S. 175

[121] Vgl. KOTULLA, B.; GROPP, M.: Industrielles Bauen: Bauwerke, S. 175f.

ist. Deshalb wurden neben der klassischen Methode, in Kapitel 2.2 bereits erläutert, noch folgende Varianten zur Ausführung dieses Verfahrens entwickelt:

- Freivorbau mit Hilfsabspannung,
- Freivorbau mit Hilfsträger,
- Freivorbau mit Vorschubrüstung (Rüstträger),
- Freivorbau mit Fertigteilen,
- Freivorbau mit Nachläufer,
- Bogenfreivorbau.[122]

Die einzelnen Varianten werden in den folgenden Kapiteln näher beschrieben.

2.3.1 Freivorbau mit Hilfsabspannung

Durch diese Methode kann der Freivorbau in eine Richtung erfolgen und es besteht die Möglichkeit mit einem Vorbauwagen kontinuierlich über die gesamte Brückenlänge durchzufahren. Das frei auskragende Feld wird dabei bis zum Erreichen des nächsten Pfeilers von Hilfsabspannungen getragen, die über einem Pylon verankert sind. Von den Pylonen erfolgt ein rückwärtiges Verspannen in den Baugrund oder zum dahinterliegenden Pfeiler, um die großen Abspannkräfte aufnehmen zu können.[123]

Die Zwischenpfeiler werden zunächst nur so hoch errichtet, dass der Vorbauwagen ungehindert darüber hinweg fahren kann. Nach Betonieren des ersten Feldes auf Lehrgerüst, erfolgt die Montage des Vorbauwagens und das Betonieren der ersten Abschnitte. Währenddessen wird der Hilfspylon über dem ersten Pfeiler aufgestellt und die nun folgenden Abschnitte über den Pylon rückverankert. Nach Überfahren des nächsten Pfeilers wird dieser auf seine endgültige Höhe betoniert um anschließend das Tragwerk mit Pressen auf seine endgültige Höhe abzusenken. Der Fertigungstakt ist mit Schalen, Bewehren, Betonieren, Vorspannen und Vorfahren äquivalent zu dem des klassischen Freivorbaus. Zusätzlich müssen die fertigen Abschnitte rückverankert werden, was Auswirkungen auf die Bauzeit hat.[124]

[122] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 832ff.

[123] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 832

[124] Vgl. HAUSLEITNER, A.: Bauverfahren – Bauausführung im Freivorbau, in: Zement und Beton, 3/1976, S. 144

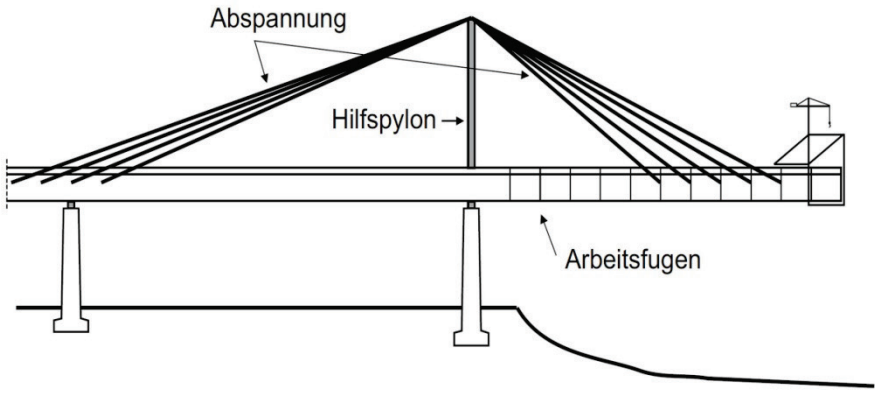


Abbildung 2-19: Freivorbau mit Hilfspylon und Abspannungen[125]

Der verwendete Hilfspylon besteht meist aus einzelnen Lamellen und wird zur Erzielung einer Scheibenwirkung und zur Aufnahme von Biegemomenten mit Spannstählen zusammengespannt. Durch diese Bauweise kann die Höhe des Pylons verschiedenen Feldweiten angepasst werden. Nach Fertigstellung des gewünschten Brückenabschnittes kann der Hilfspylon abgebaut und beim nächsten Pfeiler neu aufgestellt werden. Gegebenenfalls muss der Hilfspylon auch nur bei jedem zweiten Pfeiler errichtet werden.

Der Vorteil dieser Bauweise liegt darin, dass der Materialtransport über die bereits fertiggestellten Brückenfelder zur Einbaustelle erfolgen kann. Des Weiteren entfällt der Transport des Freivorbauwagens von einer Stütze zur nächsten, wodurch schwierige Geländeverhältnisse überwunden werden können. Der größte Nachteil dieses Verfahrens liegt in der im Vergleich zum klassischen Freivorbau doppelten Bauzeit.[126]

2.3.2 Freivorbau mit Hilfsträger

Die Variante des Freivorbaus mit Hilfsträgern basiert auf dem bereits beschriebenen Grundprinzip des klassischen Freivorbaus, mit 2 Vorbauwagen von einem Pfeiler aus bis zur Feldmitte hin abschnittsweise vorzuarbeiten. Zusätzlich spannt vom fertigen Brückenabschnitt aus ein fahrbarer Hilfsträger mit etwa 1,6-facher Feldlänge zum nächsten Pfeiler, wie in Abbildung 2-20 dargestellt ist.[127] Mit diesem Hilfsträger können die Vorbauwagen sowie das Material und Personal zum nächsten Bauabschnitt transportiert werden. Da somit der Transport am Boden entfällt, können Bauzeit und Erschließungsaufwand optimiert und das Umsetzen der Vorbauwagen vereinfacht werden, da

[125] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 830

[126] Vgl. HAUSLEITNER, A.: Bauverfahren – Bauausführung im Freivorbau, in: Zement und Beton, 3/1976, S. 144

[127] Vgl. KOTULLA, B.; GROPP, M.: Industrielles Bauen: Bauwerke, S. 172

sich aufwendige Befestigungen und Rückverankerungen im Bauwerk erübrigen. Der Vorbauwagen belastet mit seinem gesamten Gewicht nicht den Hilfsträger, sondern verankert sich wie im klassischen Freivorbau am bereits hergestellten Abschnitt des Waagebalkens. Der Hilfsträger stellt selbst einen zusätzlichen Aufwand dar, der sich in der Regel erst ab einer gewissen Anzahl von Brückenfeldern rentiert. Werden die stählernen Hilfsträger entsprechend dimensioniert, können sie gleichzeitig der Stabilisierung des Waagebalkens dienen.[128]

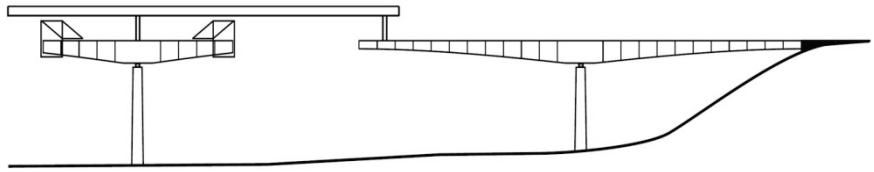


Abbildung 2-20: Freivorbau mit Hilfsträger[129]

2.3.3 Freivorbau mit Vorschubrüstung (Rüstträger)

Bei diesem Bauverfahren wird ein Stahlträger, der ca. 60 % länger als die Spannweite des Brückenfeldes ist, über der Brückentafel auf zwei benachbarten Pfeilern bzw. auf dem bereits hergestellten Brückentragwerk angebracht. An diesen Träger werden zwei Vorbauwagen montiert, mit deren Hilfe vom Pfeiler aus in beide Richtungen vorgebaut werden kann. Der Unterschied zum Freivorbau mit Hilfsträger besteht darin, dass der Rüstträger sämtliche während des Bauablaufs auftretende Lasten aufnimmt und nicht mehr die im Waagebalken bereits hergestellten Abschnitte belastet. Der Rüstträger besitzt für Bewegungsvorgänge an seiner Unterseite drei hintereinanderliegende Auflagerpunkte, laut *Zoubek* [130] auch als „Beine“ bezeichnet. Diese können sich nach der Höhe, der Seite und in Trägerlängsrichtung bewegen. Mindestens zwei von ihnen müssen jeweils den Träger stützen und können ihn heben und senken, sowie seitlich und der Länge nach verschieben. Das dritte Bein kann währenddessen freigemacht werden und sich selbst am Träger hängend in eine neue Arbeitsposition bewegen. In Abbildung 2-21 sind die verschiedenen Arbeitsstellungen und das Ablaufschema des Freivorbaus mit Rüstträger zu erkennen.

[128] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 832

[129] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 832

[130] ZOUBEK, H.: Freivorbau mit Rüstträger – Beschreibung des Verfahrens, der Vorrichtung und Bauberichte, in Zement und Beton, S. 8ff.

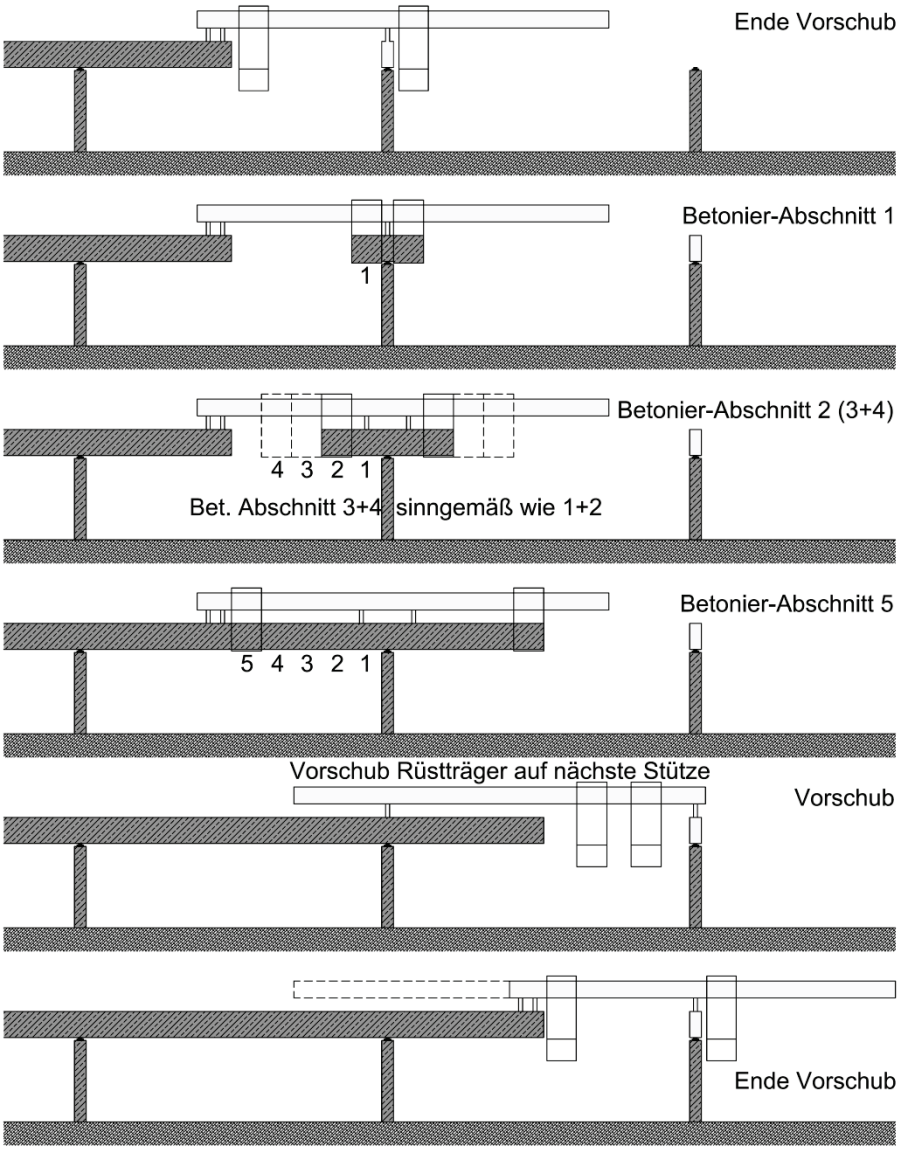


Abbildung 2-21: Freivorbau mit Rüstträger (in Anlehnung an *Zoubek*[131])

Der Vorteil dieses Verfahrens liegt darin, dass die Länge der Fertigungsabschnitte auf 8 bis 10 m erhöht werden kann, da das gesamte Gewicht zuerst vom Rüstträger getragen wird. Des Weiteren sind die auftretenden Verformungen deutlich geringer als beim klassischen Freivorbau, und es wird insgesamt weniger Spannstahl benötigt. Nach dem Betonieren des Tragwerks bis zur Hälfte des Feldes wird der Rüstträger um ein Feld nach vorne versetzt. Der Horizontaltransport ist wiederum unabhängig von den Geländeverhältnissen unter der Brücke. Besonders eignet sich dieses Verfahren

[131] ZOUBEK, H.: Freivorbau mit Rüstträger – Beschreibung des Verfahrens, der Vorrichtung und Bauberichte, in Zement und Beton, S. 10

für die Herstellung parallelgurtiger Träger. Bezüglich der Rentabilität gilt das schon für den Freivorbau mit Hilfsträgern (Kapitel 2.3.2) Gesagte.[132]

2.3.4 Freivorbau mit Fertigteilen

Das in Kapitel 2.3.2 vorgestellte Verfahren mit Hilfsträgern eignet sich auch für den Einsatz querschnittsbreiter Fertigteile, auch als Segmente bezeichnet. Die Segmentbauweise ist dadurch charakterisiert, dass Brückenträger nicht mit ganzer Feldlänge vorgefertigt werden, sondern auf der Baustelle aus kurzen Teilabschnitten zusammengesetzt werden. Als deutliches Unterscheidungsmerkmal zu anderen Bauverfahren entstehen hier Fugen quer zur Haupttragrichtung.[133] Die Fertigteile werden entweder in einem stationären Fertigteilwerk, einem temporären Fertigteilwerk, oder in einer temporären Baustellenfertigung auf Vorrat produziert, um den wirtschaftlichen Vorteil zu erhöhen. Die Wahl des Herstellungsstandorts ist dabei abhängig von den verfügbaren Platzverhältnissen, der Anzahl der Segmente, den Transportwegen und Transportentfernungen, der Transporthäufigkeit und der Art des Transportmittels. Nach Erreichen einer bestimmten Festigkeit werden die Segmente in rascher Folge und bei guter Witterung montiert.[134]

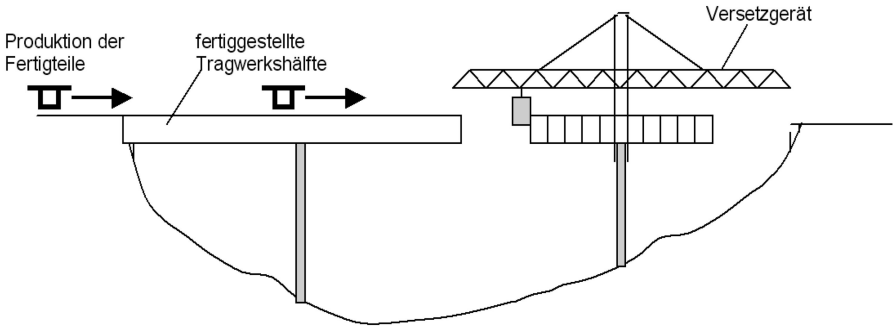


Abbildung 2-22: Freivorbau in Segmentbauweise[135]

Für die Montage der 3 bis 5 m langen Segmente werden diese zur Baustelle transportiert, versetzt und durch Spannglieder mit dem bereits fertiggestellten Teil des Tragwerkes verbunden. Die Fugen zwischen den einzelnen Fertigteilen sind zur Aufnahme der Querkraft mit Schubnocken verzahnt. Um eine exakte Anpassung der Fugen zu erzielen, werden die Fertigteile bei ihrer Herstellung an das jeweils vorangehende Fertigteil anbetoniert. Die Vorspannung ist so zu bemessen, dass sich die Fugen auch unter der ungünstigsten Belastung nicht öffnen, bzw. eine

[132] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 832f.

[133] Vgl. KOTULLA, B.; GROPP, M.: Industrielles Bauen: Bauwerke, S. 236

[134] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S 850

[135] GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S. 240

Druckreserve vorhanden ist, um den Korrosionsschutz der Spannglieder auch im Fugenbereich gewährleisten zu können. Eine Anvoutung des Trägers durch unterschiedliche Höhen der Fertigteile ist bei diesem Verfahren nicht möglich, weshalb nur Stützweiten bis ca. 100 m möglich sind.[136]

2.3.5 Freivorbau mit Nachläufer

Um die Eigenlast während des klassischen Freivorbaus und damit die Kragarmmomente und den Spannstahlbedarf zu minimieren, kann der Brückenquerschnitt im Vorbau auf einen Kern- und Rumpfquerschnitt reduziert werden. Nach Herstellung der Durchlaufwirkung werden mit einem nachlaufenden Rüstwagen die restlichen Querschnittsteile angefügt. Als Nachteile für dieses Verfahren sind hauptsächlich die Kosten für einen weiteren Schalwagen und die sich daraus ergebende längere Bauzeit zu nennen.[137]

2.3.6 Bogenfreivorbau

Wenn kein Lehrgerüst für einen Bogen gestellt werden kann, gibt es verschiedene Möglichkeiten den Bogen zu fertigen. Eine davon ist, wie bereits in Kapitel 1.2.5 erläutert, neben der Cruciani Bauweise und dem Bogenklappverfahren der Bogenfreivorbau, auch als System *Mayreder* bezeichnet. Mit diesem Verfahren wurden schon Bögen mit mehr als 200 m Spannweite hergestellt, wie das Beispiel der Bloukransbrücke in Südafrika mit einer Bogenspannweite von 272 m zeigt (siehe Abbildung 2-23).[138]

Abbildung 2-23: Bloukransbrücke in Südafrika[139]

[136] Vgl. GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB, S. 240

[137] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 833

[138] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 833

[139] CORTRIGHT, R.: Bloukransbrücke, http://de.structurae.de/photos/index.cfm?JS=34117, Datum des Zugriffs 22.03.2010 10:14.

Der Bogenfreivorbau erfolgt parallel von den Kämpfern aus, die für dieses Verfahren biegesteif angeschlossen sein müssen, wobei der erste Takt mithilfe eines Lehrgerüstes hergestellt wird. Bei heute üblichen Bögen aus Hohlquerschnitten wird in der Regel zuerst die Bodenplatte betoniert, anschließend die Stege und die obere Platte. Bei entsprechender Bogenneigung, insbesondere im Bereich der Kämpfer, muss eine Konterschalung auf der Oberseite eingesetzt werden. Das Verfahren beruht auf dem Gedanken des klassischen Freivorbaus, mit dem Unterschied der parallelgurtigen Trägerausführung. In gewissen Abständen wird der Bogen durch temporäre Hilfsabspannungen entlastet, in denen sehr hohe Kräfte auftreten, bedingt durch das Eigengewicht des immer länger werdenden Bogens. Die Abspannung entlastet in den konkreten Punkten den Bogen von der Querkraft und trägt zudem eine Normalkraft in den Querschnitt ein. Für die Herstellung der Hilfsabspannung können verschiedene Montageprinzipien angewendet werden, die in Abbildung 2-24 dargestellt sind.[140]

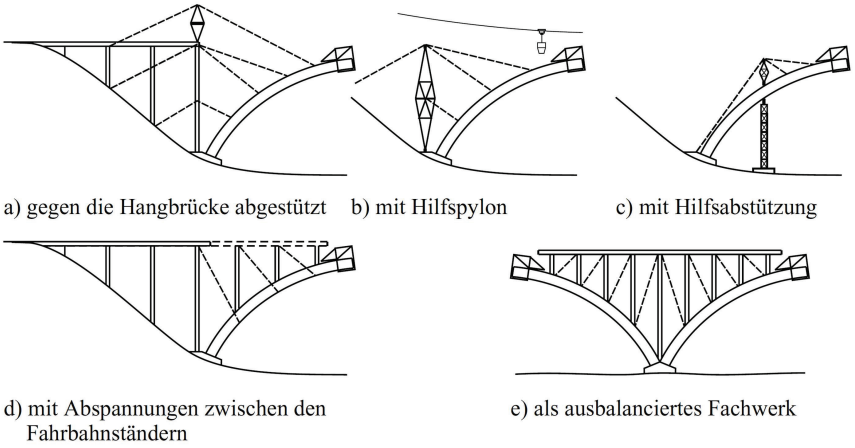


Abbildung 2-24: Montageprinzipien beim Bogenfreivorbau[141]

Die gleichzeitige Herstellung von Bogen, Ständer und Fahrbahn hat den Vorteil, dass der Materialtransport über die schon fertig gestellte Fahrbahn erfolgen kann. Die rückzuhängenden Lasten betragen in diesem Fall aber ein Vielfaches im Vergleich zum Bogen alleine.

Die Abspannkräfte werden entweder in Pfeiler oder Pylone, oder auch direkt mittels Erd- und Felsanker in den Baugrund abgetragen. Die Verformungen des Bogens und die Spannkräfte der Abspannungen müssen während des Baus ständig kontrolliert und angepasst werden, um die Beanspruchungen des Bogens möglichst gering zu halten.

[140] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 833

[141] MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 834

Anstelle der Ortbetonbauweise kann der Bogen auch aus Fertigteilen im Freivorbau montiert werden. Dieses Verfahren kam beispielsweise beim Bau der 390 m weit gespannten Brücke zur Insel Krk in Kroatien zur Anwendung.[142]

Abbildung 2-25: Bogenfreivorbau der Froschgrundseebrücke[143]

2.4 Freivorbauwagen

Für die verschiedenen Arten des Freivorbaus kommen unterschiedliche Freivorbauwagen zum Einsatz. So ist beispielsweise der Freivorbauwagen für ein Bogentragwerk nicht mit dem des klassischen Freivorbaus zu vergleichen. Im folgenden Kapitel wird ausschließlich auf den Freivorbauwagen im klassischen Freivorbau eingegangen, da dieser am häufigsten eingesetzt wird, und alle anderen Varianten eher als Sonderverfahren zu betrachten sind.

Im klassischen Freivorbau dienen zur Herstellung des Überbaus Freivorbauwagen, die aus einer Rüstung mit integrierter Schalungseinheit bestehen. Die Rüstungen kragen aus, nehmen die Frischbetonlast der etwa 3 bis 5 m langen und bis zu 250 t schweren Abschnitte auf und leiten sie zurück in den vorherigen, tragfähigen Abschnitt. Nach Erhärten des Betons und Vorspannen des Abschnitts fährt ein Hydraulikantrieb den Freivorbauwagen auf Schienen in den nächsten Abschnitt, wo er wieder verankert wird.[144]

---

[142] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 833ff.

[143] PONTON'S BRÜCKEN: Größte Bogenbrücke der Bahn in Betrieb genommen, http://ndtponton.files.wordpress.com/2008/10/froschgrundseebruecke-0720083.jpg, Datum des Zugriffs: 22.03.2010 10:29

[144] Vgl. BROICHGANS, M.: Innovativer Freivorbauwagen, http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47

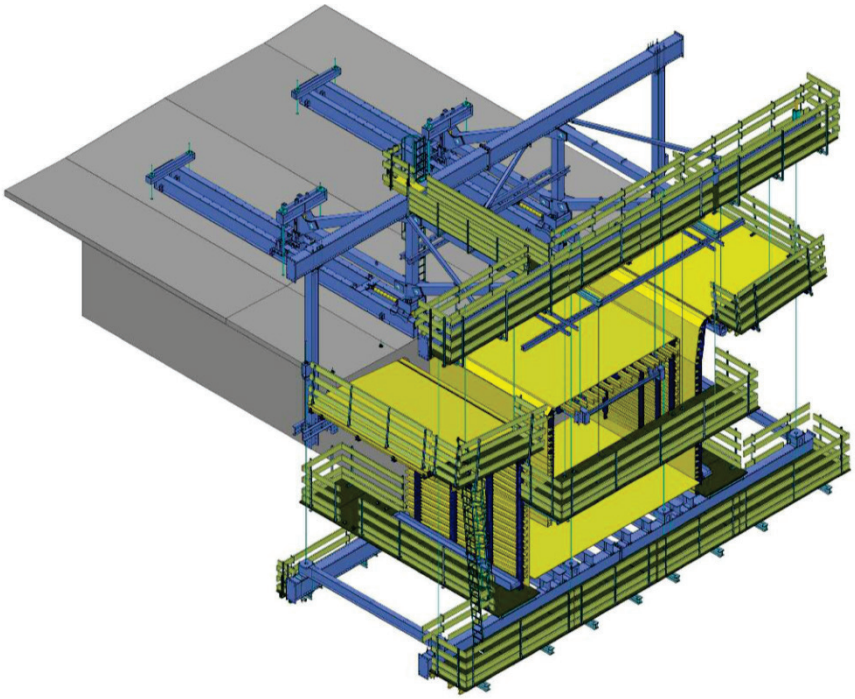


Abbildung 2-26: Freivorbauwagen von *Doka*[145]

Bei Balkenbrücken laufen die meisten Freivorbauwagen oben auf der Fahrbahn und bestehen aus einer auf dem Überbau verankerten Oberkonstruktion aus Stahl, sowie einer Unterkonstruktion aus abgehängten Schalungselementen. Die Oberkonstruktion besteht meistens aus 2 in Brückenrichtung auskragenden Längsfachwerken, die immer auf den Stegwänden des Brückenquerschnitts stehen sollten, um die hohen Lasten sicher in den vorherigen Abschnitt einzuleiten. Auf diesen Längsfachwerken liegt vorne in Querrichtung in der Regel ein Querträger oder ein Querfachwerk auf. Alle Schalungen der Unterkonstruktion hängen vorne an Hängestangen von diesem Querträger ab. Zum vorherigen Betonierabschnitt werden die Schalungen direkt an der Koppelfuge angehängt bzw. angepresst.[146]

Für die Ausbildung der Längsfachwerke sind drei unterschiedliche Typen bekannt (siehe Abbildung 2-27). Dreiecksrahmen sind von der Ergonomie für das Baustellenpersonal am ungünstigsten, da das vordere Horizontalprofil zu nieder ist um unten durch zu gehen und zu hoch um darüber zu steigen. Der weit verbreitete Diamond-shape Rahmen ist im vorderen Bereich nicht hinderlich, birgt aber im hinteren Drittel die Gefahr sich den Kopf anzustoßen. Der von der Fa. *Doka* neuentwickelte und 2008 erstmals eingesetzte Freivorbauwagen verfügt über ein

[145] Fa. Doka: Doka Freivorbauwagen (FVB-Wagen) – Donaubrücke Traismauer, S. 1

[146] Vgl. BROICHGANS, M.: Innovativer Freivorbauwagen, http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47

optimiertes Längsfachwerk, in einem Parallelogramm-Rahmen, welcher die Ergonomie der Arbeitskräfte erhöht.[147]

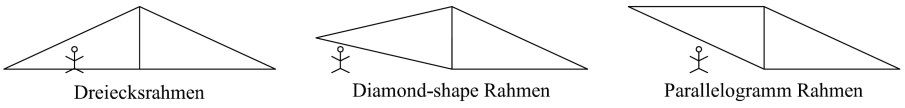


Abbildung 2-27: Verschiedene Ausbildung der Längsfachwerke[148]

Eigengewicht und Auflagerreaktionen

Das Eigengewicht des Vorbauwagens setzt sich zusammen aus rund 65 t Rüstung (Stahlkonstruktion), 15 t Schalung (Holz, Stahl) und 10 t Arbeitsbühnen (Stahl, Beläge, Geländer). In Summe wiegt ein Standard-Freivorbauwagen für einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt etwa 90 t. Die Resultierende aller Lasten ist sowohl beim Betonieren als auch beim Verfahren immer vor den beiden Auflagern, somit ist der Freivorbauwagen immer kopflastig. Dadurch ergibt sich als Auflagerreaktion vorne eine Druck- und hinten eine Zugbelastung. Im Betonierzustand dient vorne eine Stellringpresse als Druckauflager, während hinten Ankerstangen den Wagen auf Zug am Überbau niederankern. Beim Betonieren eines 250 t-Segments betragen die Auflagerreaktionen pro Druckauflager ca. 2.000 kN, pro Zugauflager ca. 1.000 kN. Zusätzlich entstehen Anhängelasten an der Koppelfuge, dort wo die Schalungen an den Bestandsbeton angepresst werden. Im Verfahrenszustand steht der Freivorbauwagen vorne auf einer Fahrschiene, hinten hängt er mit Rollenfahrwerken in dessen Flanschen. Alle Schalungen hängen beim Verfahren komplett an der Oberkonstruktion, während die Anker an der Koppelfuge zum vorherigen Betonierabschnitt ausgebaut sind. Die Auflagerreaktionen beim Verfahren betragen je Längsfachwerk pro Druckauflager ca. 800 kN, pro Zugauflager ca. 300 kN.[149]

2.4.1 Freivorbauwagen von *Doka*

Die Firma *Doka* entwickelte in den letzten Jahren einen Freivorbauwagen, der aus einem modularen Baukastensystem aufgebaut ist und 2008 erstmals beim Bau der Prosmyky-Brücke in Tschechien eingesetzt wurde. Bis dato wurden Freivorbauwagen entweder speziell nur für einen bestimmten Brückenquerschnitt angefertigt, oder sie waren aus einem Vorgängerprojekt vorhanden und waren bei Folgeprojekten für die geometrisch unterschiedlichen Brückenquerschnitte aufwändig und kostenintensiv anzupassen bzw. umzubauen. Nur sehr wenige Anbieter hatten modular an den Brückenquerschnitt anpassungsfähige Freivorbauwagen im Programm. Die Firma *Doka* entschied sich nach Aus-

[147] Vgl. JENTSCH, M.; BROICHGANS, M.; SAM, C.: Innovativer Freivorbauwagen, S. 3

[148] JENTSCH, M.; BROICHGANS, M.; SAM, C.: Innovativer Freivorbauwagen, S. 3

[149] Vgl. BROICHGANS, M.: Innovativer Freivorbauwagen, http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47

wertung bereits abgeschlossener Freivorbauprojekte für die Entwicklung eines mietfähigen, modularen Freivorbauwagens für max. 250 t Segmentgewicht bei einer Abschnittslänge von max. 5 m.

Um einen projektspezifischen Freivorbauwagen mit einer entsprechenden Schalung zu bestücken, waren bisher meist 2 separate Lieferanten zu beauftragen. Dabei wurde oft der Freivorbauwagen für die zu erstellenden Segmente des Tragwerks optimiert, ohne ausreichend Rücksicht auf die Schalung zu nehmen. Die beim klassischen Freivorbau von Hohlkastenbalkenbrücken entstehenden Materialkosten von Freivorbauwagen und Schalung verhalten sich in etwa 5:2. Bei der Bedingung und Anpassung für die im Wochentakt zu erstellenden Segmente verhält sich der Aufwand allerdings nahezu umgekehrt. Somit ist es für die Baufirmen interessant, den relativ teuren Freivorbauwagen mit einer den Wochentakt erheblich beschleunigenden Systemschalung zu optimieren. Die Firma *Doka* bietet den neuen Freivorbauwagen als komplette Systemlösung aus Freivorbauwagen und Trägerschalung Top 50 an.[150]

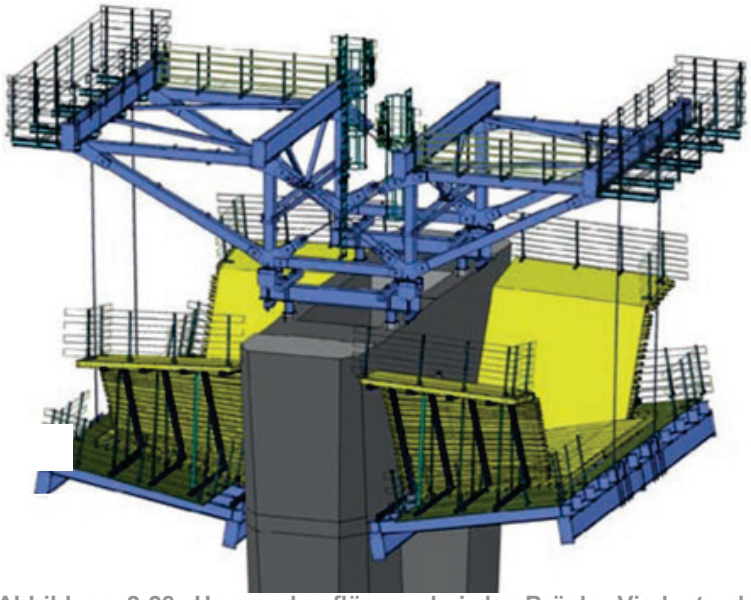


Abbildung 2-28: Hammerkopflösung bei der Brücke Viaducto de Teror, Gran Canaria[151]

Um die hohen Auflagerreaktionen bei der Betonage in das bereits bestehende Tragwerk einleiten zu können, müssen die Längsfachwerke in der Achse der Stegwände positioniert werden (Durchstanzproblematik). Bei den zahlreich unterschiedlichen Brückengeometrien variiert der Abstand der Stegachsen jedoch sehr stark, so dass die Längsfachwerke immer an einer anderen Stelle positioniert werden

[150] Vgl. BROICHGANS, M.: Innovativer Freivorbauwagen, http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47

[151] BROICHGANS, M.: Innovativer Freivorbauwagen, http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47

müssen. Durch die modularen Querträger, können die darunterliegenden Längsfachwerke ausreichend genau auf die Stegachsen einjustiert werden. Des Weiteren ermöglichen die Querträger auch das Positionieren von mehr als 2 Längsfachwerken, wodurch die Herstellung mehrzelliger Brückenquerschnitte ermöglicht wird.

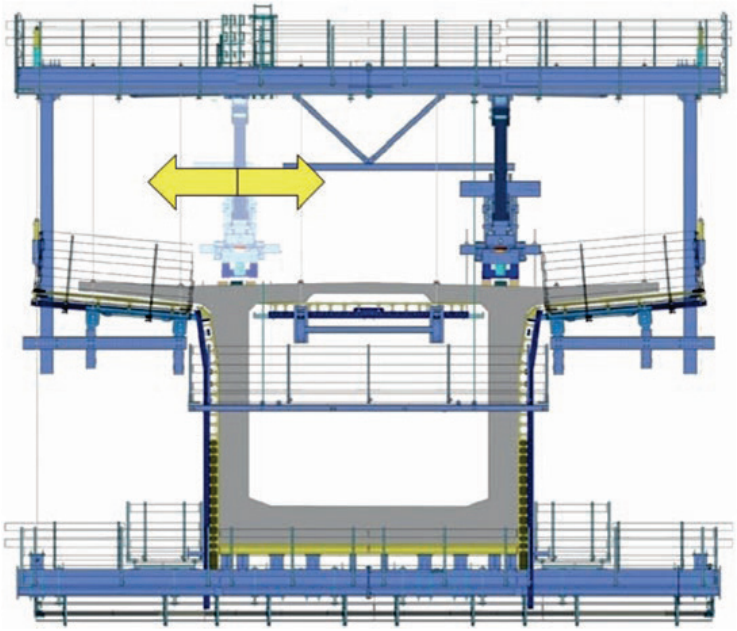


Abbildung 2-29: Vorbauwagen mit variabel positionierbaren Längsfachwerken[152]

Das Vorfahren der Freivorbauwagen erfolgt in der Regel mittels Spurkranzrädern bzw. Panzerrollen auf Schienen in den nächsten Abschnitt. Dabei kommen Hydraulikantriebe mit doppelwirkenden Zylindern und einem Hub von ca. 40-60 cm zum Einsatz. Während der doppelwirkende Zylinder für den nächsten Hub einfährt, entsteht in den meisten Fällen für den Freivorbauwagen eine ungesicherte Situation. Da die übliche Kombination Rad/Schiene eine relativ niedrige Gesamtrollreibung aufweist, können die bis zu 100 t schweren Freivorbauwagen schon bei recht geringen Brückenlängsneigungen in ein unkontrolliertes und ungesichertes Rollen geraten. Beim *Doka*-Freivorbauwagen werden Gleitpakete aus Kunststoff verwendet, die für eine zuverlässige Sicherung gegen ungewolltes Rollen sorgen.

Bei den meisten Freivorbauwagen hängen sämtliche Schalungen an Hängestangen vorne am Wagen ab, meistens an Traversen, die ihrerseits am vorderen Querträger bzw. Querfachwerk abgehängt sind. In jedem Abschnitt müssen Arbeiter auf die abgehängten Traversen klettern und die Schalungen durch Nachstellen der Muttern an den

[152] BROICHGANS, M.: Innovativer Freivorbauwagen, http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47

Hängestangen neu einrichten. An den teilweise bis zu 10 m über der Bodenschalung hängenden Traversen besteht häufig erhöhte Absturzgefahr für die Arbeiter. Beim *Doka*-Freivorbauwagen werden alle Schalungen an einem durchgehenden Querträger mit einer Bühne und Geländern abgehängt.[153]

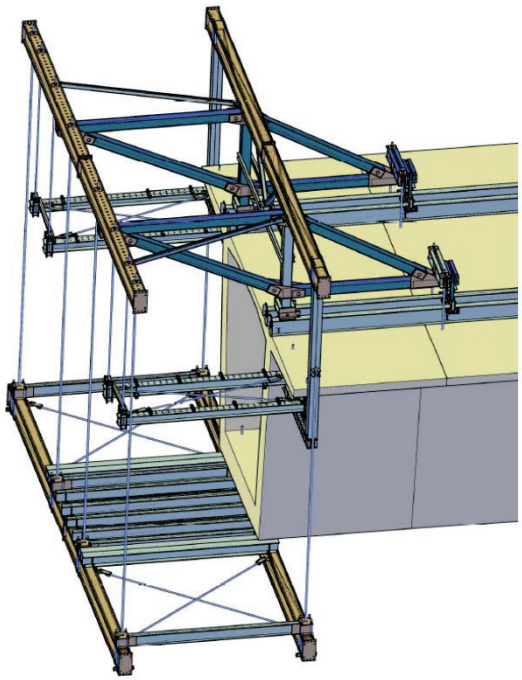


Abbildung 2-30: Darstellung des *Doka* Freivorbauwagen ohne Deckenwagen, Schalung und Bühnen (in Anlehnung an *Jentsch, Broichgans & Sam*[154])

Als nachteilig am *Doka*-Freivorbauwagen ist das große Gewicht des modularen Baukastensystems zu nennen. Für einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt wiegt der Freivorbauwagen der Firma *Doka* ca. 90 t, der der Firma *Wito* oder *Structuras* ca. 65 t. Durch die höhere Belastung im Bauzustand kann sich ein erhöhter Bedarf an schlaffer Bewehrung bzw. Spannstahl ergeben. Des Weiteren steht der *Doka*-Freivorbauwagen nur als Mietmodell zur Verfügung. Bei der Ausführung mehrerer ähnlicher Brückenprojekte durch dieselbe Baufirma kann es daher wirtschaftlicher sein einen Freivorbauwagen beispielsweise über einen Rückkaufvertrag zu erwerben.[155]

[153] Vgl. BROICHGANS, M.: Innovativer Freivorbauwagen, http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47

[154] JENTSCH, M.; BROICHGANS, M.; SAM, C.: Innovativer Freivorbauwagen, S. 3

[155] Vgl. Fachgespräch mit Herrn Rudolf Sagmüller, Projektleiter der Firma Alpine Bau GmbH Internationaler Ingenieurbau, am 27.08.2011

2.4.2 Aufbau Freivorbauwagen Donaubrücke Traismauer

Der Freivorbauwagen, welcher beim Bau der Donaubrücke Traismauer in Niederösterreich zum Einsatz kam, unterteilt sich in folgende Hauptbestandteile: Oberkonstruktion, Bodenrost, Außenschalung, Innenschalung, Sicherheitseinrichtungen und Hydraulikkomponenten.

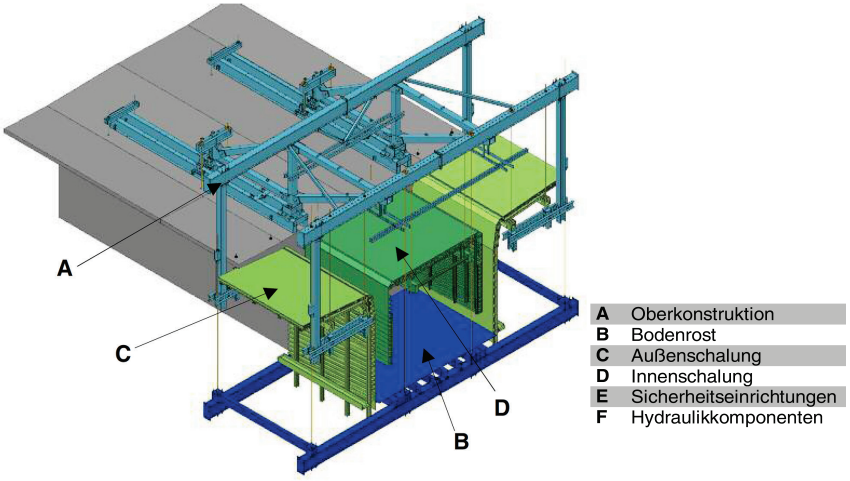


Abbildung 2-31: Schematische Darstellung des *Doka*-Freivorbauwagen[156]

- Oberkonstruktion: Die Oberkonstruktion aus Stahl befindet sich auf der Fahrbahnplatte des bisher hergestellten Brückenüberbaus, und besteht aus zwei Längsfachwerken mit den daraufliegenden Querträgern, den Kragarmbügeln, den Niederhängungstraversen, den Aussteifungsverbänden, und den hydraulischen Antriebskomponenten samt den Fahrschienen zum Verfahren in den nächsten Abschnitt.
- Bodenrost: Der Bodenrost besteht aus einem Stahlträgerrost, auf welchem die Schalung der Bodenplatte und diverse Bühnen montiert sind. Er nimmt während des Betonierens die Lasten der Bodenplatte und der Stegwände auf, somit ca. 75 % der Betonlasten. Die Aufhängesituation des Bodenrostes ist im Betonier- und Verfahrenszustand unterschiedlich: Im Betonierzustand wird er sowohl vorne durch Anker am Querträger, als auch hinten durch Anker am Beton der vorherigen Bodenplatte aufgehängt. Während des Vorfahrens ist er hingegen durch jeweils 2 Anker am vorderen und hinteren Kragarmbügel befestigt. Die Aufhängungen liegen außerhalb der Fahrbahnplatte und umgreifen den gesamten Brückenquerschnitt.

[156] Vgl. Fa. Doka: Doka Freivorbauwagen (FVB-Wagen) – Donaubrücke Traismauer, S. 2

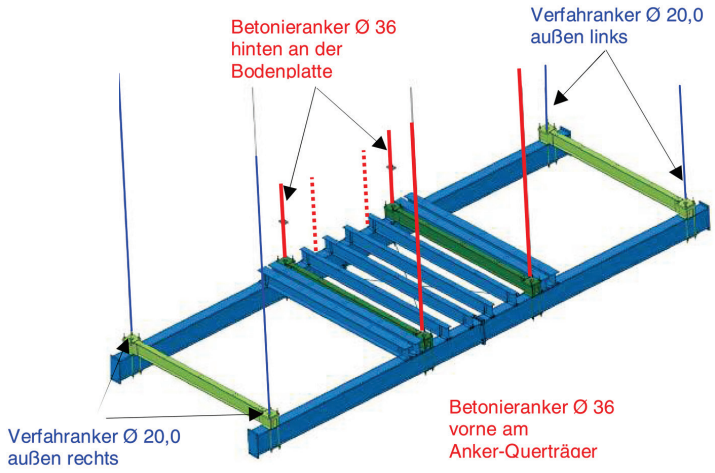


Abbildung 2-32: Bodenrost[157]

- Außenschalung: Die Elemente der Kragarm- und der Stegaußenschalung bilden zusammen die Außenschalung. Die Kragarmschalung ist im Betonierzustand sowohl durch Anker am Querträger als auch durch Anker am vorherigen Betonquerschnitt befestigt. Im Verfahrenszustand ist sie vorne wiederum durch Anker am Querträger abgehängt und hinten auf die *Auflagergabel Kragarmbügel CFT* abgelassen, während die Anker ausgebaut sind. Der bei der Betonage entstehende Frischbetondruck wird von der Stegschalung durch gewöhnliche Schalungsanker aufgenommen.

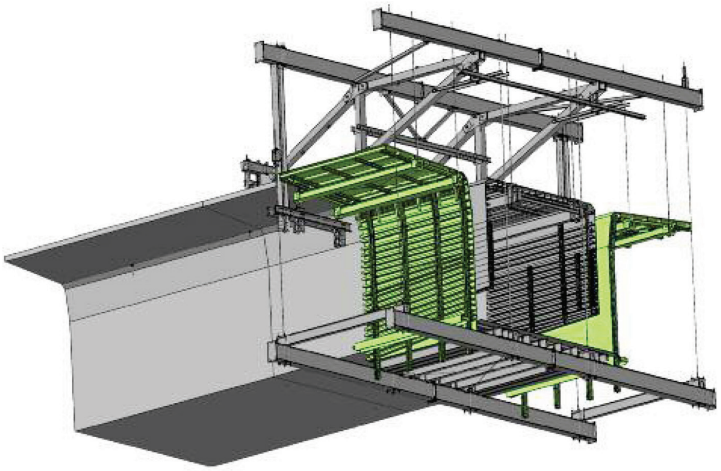


Abbildung 2-33: Außenschalung[158]

- Innenschalung: Die Elemente der Decken- und Steginnenschalung bilden zusammen die Innenschalung. Diese lagert auf den *Aufhängeschienen Innenwagen CFT* auf, welche wiederum mit den *Rollenaufhängungen Innenwagen CFT* abgehängt sind. Im Betonier-

[157] Fa. Doka: Doka Freivorbauwagen (FVB-Wagen) – Donaubrücke Traismauer, S. 2

[158] Fa. Doka: Doka Freivorbauwagen (FVB-Wagen) – Donaubrücke Traismauer, S. 3

zustand ist die Innenschalung vorne mit 2 Ankern am Querträger abgehängt und hinten mit 2 Ankern am Betonquerschnitt befestigt (Aufhängung mittlere Position). Im Verfahrenszustand ändert sich nur die Position der hinteren, am Betonquerschnitt befestigten Anker (Aufhängung hintere Position).

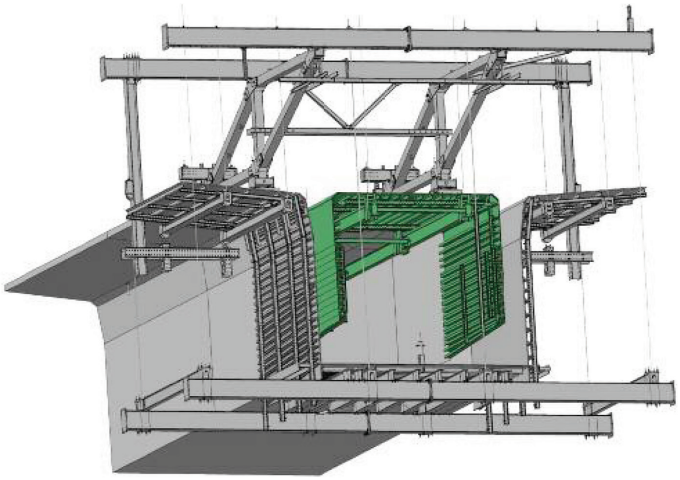


Abbildung 2-34: Innenschalung[159]

Beim Vorfahren des Freivorbauwagens werden nur die *Aufhängeschienen Innenwagen CFT* mitgezogen. Die Deckenschalung bleibt währenddessen hinten fixiert. Dies ist unter anderem notwendig, um das Einheben der Bewehrung in den Querschnitt zu ermöglichen und auch um das Bewehren der Stegwände zu erleichtern. Zum Aufbocken und Fixieren der Deckenschalung werden Deckenstützen eingebaut, sodass sich nach Ablassen des Freivorbauwagens nur die Aufhängeschienen nach unten absenken und entsprechend lastfrei werden. Beim Vorfahren des Freivorbauwagens in den nächsten Abschnitt werden daher nur die Aufhängeschienen unter Eigenlast mitgezogen. Die Deckenschalung wird erst später nachgezogen, nachdem die Bodenplatten- und Stegbewehrungen fertiggestellt sind.[160]

2.5 Lückenschluss

Freivorbaubrücken sind im Endzustand meist Rahmen oder Durchlaufträger, während es sich im Bauzustand um Kragträger handelt. Diese werden beim Lückenschluss in Feldmitte miteinander zum Endsystem verbunden. In der Regel erfolgt der Brückenschluss heute monolithisch zu einem biegesteifen System. Eine weitere Möglichkeit ist

[159] Fa. Doka: Doka Freivorbauwagen (FVB-Wagen) – Donaubrücke Traismauer, S. 2

[160] Vgl. Fa. Doka: Doka Freivorbauwagen (FVB-Wagen) – Donaubrücke Traismauer, S. 1ff.

die Ausbildung eines Gelenks, welches aber zusätzliche Wartungsarbeiten mit sich bringt.[161]

Abbildung 2-35: Lückenschluss Donaubrücke Beska (linker Freivorbauwagen zurückgefahren, rechter Vorbauwagen in Betonierstellung)

Das Schließen der Lücke stellt eine Art Sondersegment dar, welches sich von den üblichen Takten wesentlich unterscheidet. Bevor die Außenschalung für das Schlussstück gestellt werden kann, ist es notwendig mit dem zweiten Freivorbauwagen zumindest ein Feld zurückzufahren, da dieser ansonsten das Vorfahren des anderen Vorbauwagens verhindern würde. Es wird also mit einem Vorbauwagen über das letzte Segment gefahren, während der andere vorzeitig zurückgefahren wird.

Besondere Beachtung ist der Längsausdehnung der Kragarme zufolge von Temperaturschwankungen zu schenken.[162] Bei einer Kragarmlänge von 100 m dehnt sich dieser bei einer Temperaturdifferenz von 15 °C um ca. 1,5 cm aus. Dieser Berechnung liegt folgende Formel zu Grunde wobei Δl [m] die Längenänderung zufolge Temperaturänderung, α_T [1/K] den Wärmeausdehnungskoeffizienten, ΔT [K] die Temperaturdifferenz und L [m] die Kragarmlänge (bis zur Einspannung am Pfeiler) wiedergibt:

$$\Delta l = \alpha_T * \Delta T * L = 10 * 10^{-6} * 15 * 100 = 0{,}015\ m = 1{,}5\ cm$$

Formel 2-1: Längenänderung zufolge Temperaturdehnung[163]

Die berechnete Längenänderung von 1,5 cm berücksichtigt nur die reine Temperaturdehnung und keine Längenänderungen bezüglich Schwinden und Quellen, bzw. Kriechen. Eine Längenänderung in dieser Größen-

[161] Vgl. MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, S. 827

[162] Vgl. Fachgespräch mit Ing. Rudolf Preslmayr, Bereichsleiter Arbeitsvorbereitung der Firma Alpine Bau GmbH in Linz, am 26.04.2011

[163] Vgl. SCHNELL, W.; GROSS, D.; HAUGER, W.: Technische Mechanik 2, S. 11ff.

ordnung kann durchaus auf Grund der Tagestemperaturschwankungen zu Stande kommen und würde den jungen, noch nicht ausreichend erhärteten Beton des Schlussfeldes belasten und eventuell beschädigen. Um dieser Problematik entgegenzuwirken und um die Vertikal-verformung der Kragarme zu regulieren, ist der Einbau von Hydraulikpressen erforderlich. Die Hydraulikgeräte pressen die hergestellten Kragarme zusammen und richten sie genau in Lage und Position aus. Anschließend werden Stahlträger eingeschweißt und die Pressen ausgebaut. Der Querschnitt kann nun bewehrt und betoniert werden und ist so weit als möglich vor Temperaturdehnungen geschützt.[164]

Abbildung 2-36: Eingebaute Hydraulikpresse Donaubrücke Beska

Nach dem Betonieren des Lückenschlusses werden die Kontinuitätsspannglieder eingezogen und nach Erreichen der ausreichenden Festigkeit des Betons vorgespannt.

Beim Lückenschluss der Donaubrücke Beska (siehe Kapitel 5) waren folgende Arbeitsschritte notwendig.

- Zurückfahren des ersten Freivorbauwagens
- Vorfahren des zweiten Freivorbauwagens
- Einbau der beiden Stahlpressen im Bereich der Stege der Fahrbahnplatte.
- Überdrückung der beiden Kragarme mit Hilfe der Pressen.
- Einrichten der Waagebalken und Schließen der Außenschalung.
- Bewehren der Bodenplatte und Stege
- Vorziehen des Innenschalwagens

[164] Vgl. Fachgespräch mit Ing. Rudolf Preslmayr, Bereichsleiter Arbeitsvorbereitung der Firma Alpine Bau GmbH in Linz, am 26.04.2011

- Anschweißen der Stahlträger und Ausbau der Pressen
- Bewehren der Fahrbahnplatte
- Betonieren des gesamten Querschnitts
- Einziehen und Vorspannen der Kontinuitätsspannglieder

Abbildung 2-37: Fertig betonierter Lückenschluss Donaubrücke Beska

Nach dem Einziehen und Vorspannen der Kontinuitätsspannglieder werden der Innenschalwagen und die vordere Arbeitsbühne demontiert. Anschließend wird der Freivorbauwagen bis in den Bereich des Hammerkopfes abschnittsweise zurückgefahren und dort vollständig demontiert. Die Abschnittslänge beim Rückfahren beträgt in der Regel ca. 5 m. In Summe dauert die Demontage der Freivorbauwagen für einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt etwa 3 Wochen.[165]

[165] Vgl. Fachgespräch mit Herrn Rudolf Sagmüller, Projektleiter der Firma Alpine Bau GmbH Internationaler Ingenieurbau, am 27.08.2011

3 Grundlagen zu *REFA*

Für die Durchführung der Arbeitszeitanalyse ist ein Studium der theoretischen Grundlagen nach *REFA* erforderlich. Diese werden im folgenden Kapitel auf das Wesentliche reduziert wiedergegeben.

3.1 Einleitung

Das Arbeitsstudium ist so alt wie die Menschen selbst. Bemühungen um die Erleichterung und Verbesserung der menschlichen Arbeit gab es schon immer. So verwendete Hammurabi, König von Babylon (1728-1686 v. Chr.), schon eine Arbeitsplanung und Produktionskontrolle, erstellte Lohnlisten mit Angaben von Arbeitszeit und Mindestlöhnen. Beim Bau der Chinesischen Mauer (ab ca. 200 v. Chr.) wurden Abrechnungsstäbchen verwendet, die Leistungsangaben beispielsweise für Ziegelbrennen und Kornholen enthielten. Seit jeher sind die Menschen also bestrebt Arbeitsprozesse, so einfach und effizient wie möglich zu gestalten.[166]

Nach jahrelanger Vorbereitung wurde im September 1924 in Berlin der Reichsausschuss für Arbeitszeitermittlung, abgekürzt *REFA*, gegründet. Der *REFA* hatte die Aufgabe, sämtliches Wissen und Daten auf dem Gebiet der Arbeitszeitermittlung zu sammeln, zu sichern und der Öffentlichkeit in einer geeigneten Art und Weise zugänglich zu machen.[167]

Arbeitsstudien können unterschiedlichen Zwecken dienen. Daher ist es von großer Bedeutung, die nachfolgend dargestellten Stufen der Vorgehensweise zur Gestaltung von Arbeitssystemen einzuhalten:[168]

1. *Ziele setzen*
2. *Aufgabe abgrenzen*
3. *ideale Lösungen suchen*
4. *Daten sammeln und praktikable Lösungen entwickeln*
5. *optimale Lösung wählen*
6. *Lösung einführen und Zielerfüllung kontrollieren*

[166] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen, S. 21

[167] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen, S. 29

[168] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen, S. 14f.

3.1.1 Definition Arbeit

Der Begriff Arbeit kann je nach Betrachtungsweise unterschiedlich definiert werden:[169]

- *Arbeit aus der Sicht des arbeitenden Menschen:*
  Tätigkeit zur Erfüllung einer Aufgabe
- *Arbeit im Sinne des Arbeitssystems:*
  Erfüllung der Aufgabe eines Arbeitssystems durch das Zusammenwirken von Mensch und Betriebsmittel mit dem Arbeitsgegenstand
- *Arbeit im volkswirtschaftlichen Sinne:*
  Produktionsfaktor zur Herstellung von Gütern und Leistung von Diensten
- *Arbeit im ergonomischen Sinne:*
  Umsatz von Energie und Verarbeitung von Information bei der Erfüllung von Arbeitsaufgaben durch den Menschen
- *Arbeit in der Mechanik und Physik:*
  Kraft x Weg

3.1.2 Definition Leistung

Ähnlich wie die Arbeit kann auch der Begriff Leistung unterschiedlich definiert werden:[170]

- Leistung im physikalischen Sinne:

$$\text{Leistung} = \frac{\text{Arbeit}}{\text{Zeit}}$$

Formel 3-1: Leistung im physikalischen Sinne

- Leistung aus der Sicht des arbeitenden Menschen und des Arbeitsstudiums ist, wenn die Tätigkeit zur Erfüllung einer Aufgabe, zu einem Arbeitsergebnis führt.

$$\text{Leistung} = \frac{\text{Arbeitsergebnis}}{\text{Zeit}}$$

Formel 3-2: Leistung aus der Sicht des Menschen

3.2 Arbeitssystem

Wesentlich für die REFA-Methodenlehre ist die Betrachtung von Arbeitssystemen in ihrer hierarchischen Struktur, von der einzelnen

[169] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen, S. 19

[170] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen, S. 19

Arbeitsstelle bis zum Gesamtunternehmen. Dementsprechend gibt es elementare und unterschiedlich komplexe Systeme.[171]

Die verschiedenen Arbeitssysteme dienen der Erfüllung von Arbeitsaufgaben. Menschen und Betriebsmittel wirken zusammen mit der Eingabe von Umwelteinflüssen.[172] In Abbildung 3-1 ist ein Schaubild des Arbeitssystems dargestellt.

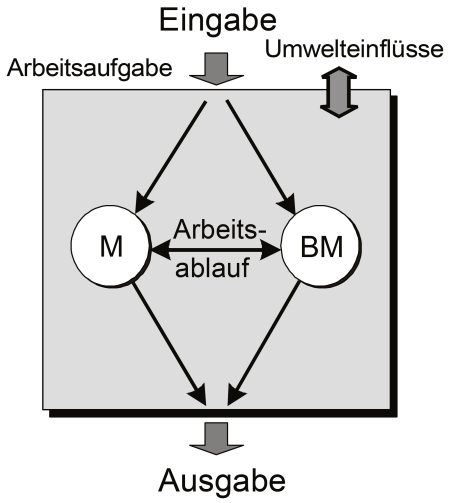


Abbildung 3-1: Arbeitssystem[173]

Riedinger & Steinmetzger [174] beschreiben das Arbeitssystem aus Abbildung 3-1 wie folgt:

*Die **Arbeitsaufgabe** kennzeichnet den Zweck des Systems und ist eine Aufforderung an den Menschen, Tätigkeiten auszuüben, die der Zielerreichung dienen. Der **Arbeitsablauf** ist das Geschehen bei der Erfüllung der Arbeitsaufgabe. Die **Eingabe** (Input) besteht im Allgemeinen aus Arbeitsgegenständen, aber auch aus Menschen, Informationen und Energien, die im **Sinne der Arbeitsaufgabe** in ihrem Zustand, ihrer Form oder ihrer Lage verändert werden sollen. Die **Ausgabe** besteht aus den Arbeitsgegenständen, aber auch aus Menschen, Informationen und Energien, die im Sinne der Arbeitsaufgabe verändert oder verwendet werden. **Mensch** und **Betriebsmittel** (bzw. Arbeitsmittel) sind die Kapazitäten des Arbeitssystems, die gemäß der Arbeitsaufgabe die Eingabe in die Ausgabe verwandeln. Die **Umwelteinflüsse** unterteilt man in physikalische, chemische, biologische und organisatorische sowie soziale Einflüsse, die auf das Arbeitssystem wirken oder von diesem erzeugt werden. Sie*

[171] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 5

[172] Vgl. Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 5

[173] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 5

[174] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 5

charakterisieren also die Umstände und Nebenwirkungen seines Funktionierens.

Arbeitssysteme können unterschiedliche Größen haben, weshalb in Mikro- und Makro-Systeme unterschieden wird. Mikro-Systeme sind die kleinsten Arbeitssysteme und beispielsweise die einzelnen Arbeitsplätze auf der Baustelle (Bodenplatte, Stegwände etc.). Als Makro-Systeme werden hingegen Abteilungen oder ganze Betriebe verstanden, in diesem Fall ein Bauabschnitt oder die gesamte Baustelle.[175]

Im Freivorbau wird die Arbeitsaufgabe prinzipiell von mehreren Arbeitspersonen erfüllt. Daher handelt es sich um Gruppenarbeit.[176] Diese Tatsache ist insbesondere bei der Datenermittlung zu berücksichtigen, da sie entsprechenden Einfluss auf die Aufnahmemethoden hat.

3.3 Grundlagen der Datenermittlung

Wird im Rahmen des Arbeitsstudiums von Daten gesprochen, so sind meist

- Zeiten für Ablaufabschnitte,
- Einflussgrößen, von denen die Zeiten für Ablaufabschnitte abhängen,
- Bezugsmengen, auf die sich die Zeit bezieht, und
- Daten der Arbeitsbedingungen gemeint.

Die Zeit ist also eine Funktion der verschiedenen Einflussgrößen. In Folge dessen ist nur die Messung der Zeit für qualitative Aussagen nicht ausreichend. Die Einflüsse, unter denen die Arbeit vollbracht wird, müssen ebenfalls festgehalten und berücksichtigt werden.[177]

Bevor mit der Datenermittlung begonnen wird, sind der spätere Verwendungszweck und die Reproduzierbarkeit zu berücksichtigen.

3.3.1 Verwendungszweck von Daten

Der Verwendungszweck bestimmt, welche und wie viele Daten mit welchen statistischen Anforderungen erfasst werden müssen.[178]

Im Arbeitsstudium wird hauptsächlich in vier Verwendungszwecke unterschieden:[179]

[175] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen, S. 96

[176] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen, S. 116ff.

[177] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 10

[178] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 12

- Planung: Vorkalkulation, Vergleich von Arbeitsverfahren und –methoden etc.
- Steuerung: Terminsteuerung, Maschinenbelegung, Materialdisposition etc.
- Kontrolle: Nachkalkulation, Kennzahlen etc.
- Entlohnung: Akkord, Prämie etc.

3.3.2 Reproduzierbarkeit von Daten

Die Reproduzierbarkeit von Daten kennzeichnet ihre Wiederverwendbarkeit. Daten werden *häufig aus Ist-Abläufen ermittelt und nach einer Auswertung als Soll-Wert vorgegeben.*[180]

Um die Daten auch lange nach den Aufnahmen wiederverwenden zu können, müssen folgende Voraussetzungen gewährleistet sein:[181]

- Der den Daten zugrundeliegende Arbeitsablauf muss beschrieben sein.
- Die den Daten zugrundeliegenden Arbeitsbedingungen müssen bekannt sein.
- Die erfassten Daten müssen bestimmten statistischen Anforderungen genügen.

3.3.3 Gliederung der Daten

Das Vorgehen zur Ermittlung brauchbarer und reproduzierbarer Daten ist abhängig von der Datenart. Bei der Gliederung von Daten in Datenarten gibt es verschiedene Möglichkeiten. So kann zwischen abhängigen Zielgrößen, (z.B. Transportzeit, Geschwindigkeit, Mengenleistung) und unabhängigen Daten (Einflussgrößen, z.B. Transportmittel, Weglänge, Anzahl und Gewicht der Behälter) unterschieden werden.[182]

Die Unterscheidung zwischen quantitativen und qualitativen Daten, kann Abbildung 3-2 entnommen werden können.

[179] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 12

[180] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 12

[181] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 13

[182] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 13

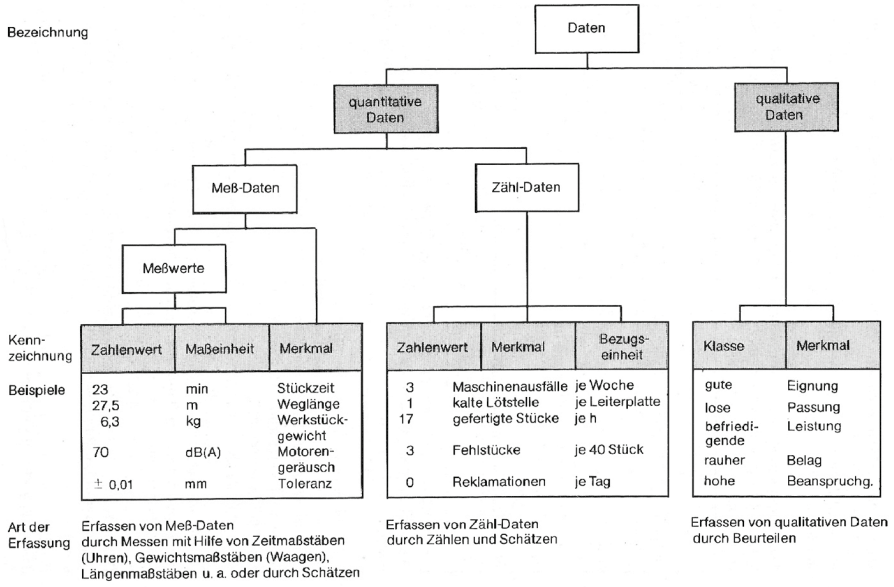


Abbildung 3-2: Gliederung in quantitative und qualitative Daten[183]

Des Weiteren kann zwischen festen (konstanten) und veränderlichen (variablen) Daten unterschieden werden. Beispiele für feste Daten sind die Temperatur in einem klimatisierten Raum, die Drehzahl einer Bohrmaschine, oder die Hubzahl einer Stanze. Veränderliche Daten können beispielsweise die Übung und Ermüdung von Arbeitskräften, der Verschmutzungsgrad von Gebläsen oder auch die Anzahl der Beschäftigten während eines Jahres sein.[184]

Absolute (Urdaten) und bezogene Daten werden unterschieden, ob ihnen eine Bezugseinheit zugrunde liegt oder nicht. Urdaten sind Zahlen ohne eine Bezugsgröße (z.B. 500 Stück, 20 min, 3 cm). Bezogene Daten basieren auf einer Bezugseinheit (z.B. 500 Stück/h, 20 min/m, 3 cm/m).[185]

3.4 Vorgehensweise bei der Zeitdatenermittlung

Bevor mit den Aufnahmen auf der Baustelle begonnen werden kann, ist eine genaue Analyse des Arbeitssystems erforderlich. Dabei wird der Arbeitsablauf in verschiedene Ablaufarten gegliedert, wie in Abbildung 3-3 ersichtlich ist.

[183] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 14

[184] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 18

[185] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 19

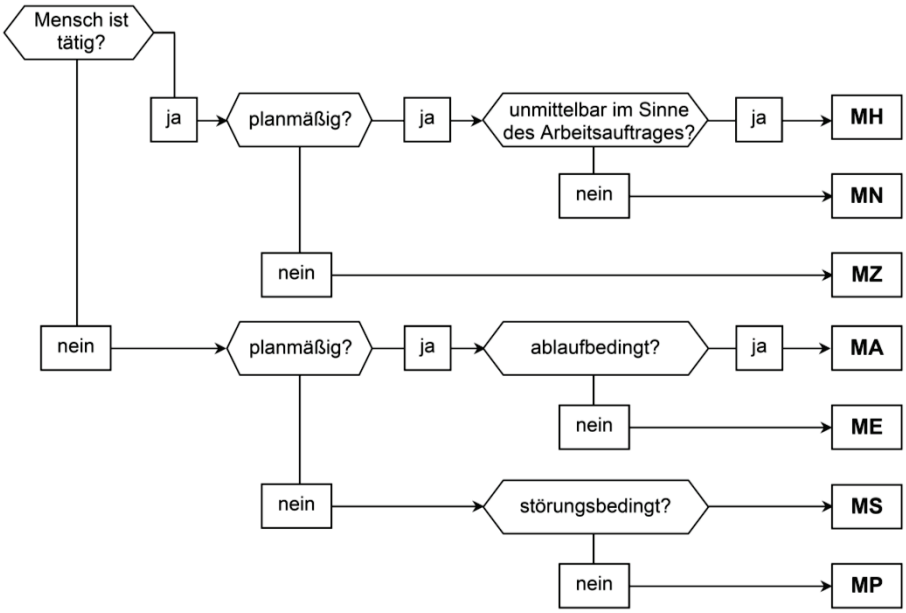


Abbildung 3-3: Ablaufgliederung bezogen auf den Menschen[186]

*Eine **Haupttätigkeit MH** ist eine planmäßige, unmittelbar der Erfüllung der Arbeitsaufgabe dienende Tätigkeit, z.B.: Beton mischen, der als Transportbeton abgegeben werden soll.*

*Eine **Nebentätigkeit MN** ist eine planmäßige, nur mittelbar der Erfüllung der Arbeitsaufgabe dienende Tätigkeit, z.B.: Mörtel beim Abputzen einer Wand mischen.*

*Um eine **zusätzliche Tätigkeit MZ** handelt es sich, wenn deren Vorkommen oder Ablauf nicht vorausbestimmt werden kann; sie erfolgt außerplanmäßig, z.B.: Nacharbeiten, Mithilfe bei anderen Personen, Tätigkeiten ohne besonderen Auftrag (Reinigungsarbeiten, dienstliche Besprechungen).*

*Das **ablaufbedingte Unterbrechen MA** ist ein planmäßiges Warten des Menschen auf das Ende von Ablaufabschnitten, die beim Betriebsmittel oder Arbeitsgegenstand selbständig ablaufen, z.B.: Warten auf die nächste Mischung am Betonmischer.*

*Das **störungsbedingte Unterbrechen MS** der Tätigkeit ist ein zusätzliches (außerplanmäßiges) Warten des Menschen infolge technischer oder organisatorischer Störungen sowie Mangel an Information, z.B.: Klärung fehlender Maßangaben auf einer Zeichnung, Warten auf Material oder einen Reparaturtrupp.*

***Erholen (ME)** ist im Sinne des Arbeitsstudiums ein Unterbrechen der Tätigkeit, um die infolge der Tätigkeit aufgetretene Arbeitsermüdung abzubauen.*

[186] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 6

Persönlich bedingtes Unterbrechen (MP) *der Tätigkeit liegt vor, wenn ein Mensch seine Tätigkeit aus persönlichen Gründen unterbricht, z.B.: Gang zur Toilette, verspäteter Arbeitsbeginn.*[187]

Der gesamte Arbeitsablauf setzt sich also aus den einzelnen Ablaufarten zusammen. Im Zuge der Baustellenbeobachtungen sollen die Anteile der Ablaufarten prozentuell ermittelt werden.

Die Ablaufarten müssen in weiterer Folge in Zeitarten übergeführt werden.

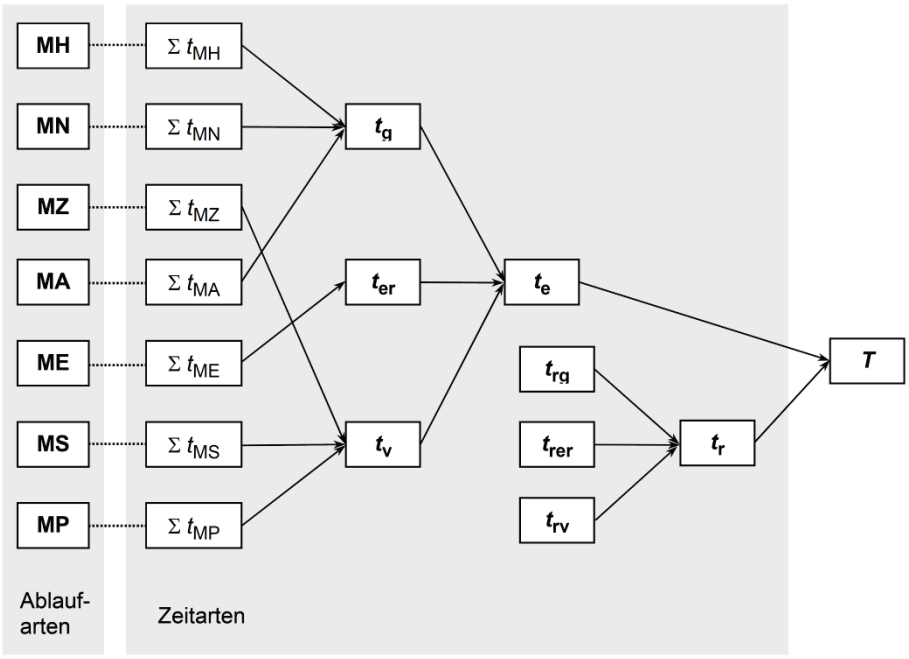


Abbildung 3-4: Auftragszeit nach *REFA*[188]

In Abbildung 3-4 ist die Zusammensetzung der Auftragszeit T dargestellt. Diese Grafik bildet die Grundlage für die Auswertung der einzelnen Beobachtungen (siehe Kapitel 5.2 und 6.2). Aus den Anteilen der unterschiedlichen Zeitarten wird später die Leistung und die Produktivität der Arbeitskolonnen beurteilt.

Die Zeitarten in Abbildung 3-4 bedeuten:[189]

- t_g Grundzeit
- t_e Erholungszeit
- t_v Verteilzeit
- t_e Zeit je Einheit

[187] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 7

[188] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 9

[189] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 9f.

- t_r Rüstzeit
- t_{rg} Grundzeit für das Rüsten
- t_{rer} Erholungszeit für das Rüsten
- t_{rv} Verteilzeit für das Rüsten

Im Folgenden werden die wichtigsten Zeitarten beschrieben.

3.4.1 Grundzeit

Die Grundzeit t_g besteht aus der Summe der Soll-Zeiten von Ablaufabschnitten, die für die planmäßige Ausführung eines Ablaufes durch den Menschen erforderlich sind; sie bezieht sich auf die Mengeneinheit 1.[190] Sie setzt sich aus der Summe der Haupttätigkeiten, der Nebentätigkeiten und der ablaufbedingten Unterbrechungen zusammen.[191]

$$t_g = \sum t_{MH} + \sum t_{MN} + \sum t_{MA}$$

Formel 3-3: Grundzeit

3.4.2 Erholungszeit

Die Erholungszeiten bestehen aus Sollzeiten für das infolge der Tätigkeit notwendige Erholen des Menschen. Ihr Anteil an den Vorgabezeiten hängt von Höhe und Dauer der Beanspruchung des Menschen durch die Arbeit ab.[192] Ist der Anteil der Erholungszeit größer als 5 % der Haupt- und Nebentätigkeiten, so sollte mit arbeitsgestalterischen Maßnahmen die Arbeitssituation verbessert werden.[193]

$$t_{er} = \sum t_{ME}$$

Formel 3-4: Erholungszeit

3.4.3 Verteilzeit

Die Verteilzeit setzt sich aus der Summe der persönlich und sachlich bedingten Verteilzeiten zusammen. Unter sachliche Verteilzeiten fallen zusätzliche Tätigkeiten und störungsbedingte Unterbrechungen (z.B. Klärung fehlender Maßangaben, Warten auf Material). Die persönliche

[190] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 46

[191] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 46

[192] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 44

[193] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 10

Verteilzeit ergibt sich aus den persönlich bedingten Unterbrechungen, z.B. Gespräch mit Kollegen oder Rauchen.[194]

$$t_v = \sum t_{Vsachlich} + \sum t_{Vpersönlich} = \left(\sum t_{MZ} + \sum t_{MS}\right) + \sum t_{MP}$$

Formel 3-5: Verteilzeit

3.4.4 Zeit je Einheit

Die Zeit je Einheit t_e ist die Vorgabezeit für die Ausführung eines Ablaufes durch den Menschen; sie bezieht sich im Allgemeinen auf die Mengeneinheiten 1, 100 oder 1000.[195] Die Grundzeit, Erholungszeit und Verteilzeit ergeben in Summe die Zeit je Einheit.[196]

$$t_e = t_g + t_{er} + t_v$$

Formel 3-6: Zeit je Einheit

3.4.5 Rüstzeit

Rüstzeiten umfassen die Zeiten für die Vorbereitung des Arbeitssystems zur Erfüllung der Arbeitsaufgabe sowie das Rückversetzen des Arbeitssystems in den ursprünglichen Zustand, falls erforderlich. Sie besitzen eine analoge Struktur wie die Grundzeiten.[197]

Die Rüstzeit setzt sich zusammen aus der Grundzeit für das Rüsten, der Erholungszeit für das Rüsten und der Verteilzeit für das Rüsten.[198]

$$t_r = t_{rg} + t_{rer} + t_{rv}$$

Formel 3-7: Rüstzeit

3.4.6 Auftragszeit

Die Rüstzeit und die Zeit je Einheit ergeben zusammen die Auftragszeit. Laut *REFA*[199] ist die Autragszeit T die Vorgabezeit für das Ausführen eines Auftrages durch den Menschen. Ist-Zeitaufnahmen dürfen für die Ermittlung der Auftragszeit nicht verwendet werden, da sie situationsspezifische, nicht verallgemeinerbare Zeitaufwände enthalten.[200]

---

[194] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 44f.

[195] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 52

[196] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 52

[197] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 10

[198] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 53

[199] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 55

[200] Vgl. Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 10

$$T = t_r + t_g$$

Formel 3-8: Auftragszeit

3.5 Zeitaufnahmen

Zeitaufnahmen bestehen in der Beschreibung des Arbeitssystems, im besonderen des Arbeitsverfahrens, der Arbeitsmethode und der Arbeitsbedingungen, und in der Erfassung der Bezugsmengen, der Einflussgrößen, der Leistungsgrade und Ist-Zeiten für einzelne Ablaufabschnitte; deren Auswertung ergeben Soll-Zeiten für bestimmte Ablaufabschnitte.[201]

Die Ermittlung der Zeitdaten erfolgt durch Messung der Ist-Daten in den Ablaufabschnitten. Für die Zeitaufnahme stehen verschiedene Methoden zur Verfügung, von denen die Einzelzeitmessung bzw. Fortschrittszeitmessung und die Multimomentaufnahme nachfolgend kurz erläutert werden:[202]

- Einzelzeit- und Fortschrittszeitaufnahme
- Registrierende Messverfahren
- Multimomentaufnahme
- Tonbandaufnahmen
- Filmaufnahmen

3.5.1 Einzelzeitaufnahme und Fortschrittszeitaufnahme

REFA [203] beschreibt die Fortschrittszeitmessung und die Einzelzeitmessung wie folgt:

*Bei der **Fortschrittszeitmessung** wird das Zeitmessgerät zu Beginn der Zeitaufnahme in Gang gesetzt und läuft während der Aufnahmedauer durch. Die jeweiligen Zeiten der Messpunkte werden auf dem Messgerät abgelesen und in einen Aufnahmebogen eingetragen. Die Dauer der Ablaufabschnitte wird bei der Auswertung als Differenz zwischen den jeweiligen Messpunkten errechnet. Als Zeitaufnahmegerät genügt eine einfache Stoppuhr.*

Bei der Einzelzeitmessung wird das Zeitmessgerät am ersten Messpunkt in Gang gesetzt und beim nächsten Messpunkt wieder gestoppt, so dass jeder Ablaufabschnitt gesondert gemessen wird. Für diese Art der

[201] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 81

[202] Vgl. REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 48ff.

[203] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 48

Messung sind besondere Zeitmessgeräte erforderlich, damit die Lückenlosigkeit in der Zeitdauer der aufeinanderfolgenden Ablaufabschnitte gewährleistet ist.

Im Zuge aufwendiger Einzelzeit- bzw. Fortschrittszeitmessungen ist es oft nicht möglich, ganze Arbeitsgruppen zu beobachten. Da es sich bei Bauarbeiten in der Regel um Gruppenarbeiten handelt, eignen sich die Gruppenzeitaufnahmen als systematische Multimomentaufnahme besser für die Zeitaufnahmen.[204]

Statistische Auswertung der Einzelzeit-/Fortschrittszeitmessung

Da es sich bei den einzelnen Messungen um Stichproben handelt, muss unter Verwendung statistischer Methoden auf eine Grundgesamtheit geschlossen werden.

Die Grundgesamtheit für ein Brückenbauvorhaben wäre z.B. die Schalungsarbeiten an allen Segmenten des Freivorbaus, von denen aber stichprobenartig nur ausgewählte Arbeiter beobachtet werden. Aus den Stichproben sollen nun Aussagen über die gesamten Schalungsarbeiten getroffen werden.[205]

Die Genauigkeit hängt dabei von der Streuung der Einzelzeiten und von der Zahl der aufgenommenen Zeiten ab. Laut *REFA* kann die Auswertung sowohl mit dem Variationszahlverfahren als auch mit dem Streuzahlverfahren durchgeführt werden.[206] Im Rahmen dieser Arbeit wird nur auf das Variationszahlverfahren eingegangen.

Für die Bestimmung der Genauigkeit ist folgende Vorgehensweise einzuhalten:[207]

- Berechnung der Mittelwerte der Einzelzeiten je Ablaufabschnitt

$$\bar{t} = \frac{\sum t_i}{n}$$

Formel 3-9: Mittelwert

- Bestimmung von Varianz und Standardabweichung je Ablaufabschnitt

$$\text{Varianz} = s^2 = \frac{1}{n-1} * \left[\sum {t_i}^2 - \frac{1}{n} * (\sum t_i)^2 \right]$$

Formel 3-10: Varianz

$$\text{Standardabweichung} = s = \sqrt{Var}$$

Formel 3-11: Standardabweichung

[204] Vgl. Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 14

[205] Vgl. REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 58

[206] Vgl. REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 59ff.

[207] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 177

- Berechnung der Variationszahl der Einzelzeiten je Ablaufabschnitt

$$v[\%] = \frac{s}{\bar{t}} * 100$$

Formel 3-12: Variationszahl

- Bestimmung des relativen Vertrauensbereichs

  Die Bestimmung des relativen Vertrauensbereichs kann mit nachfolgender Formel erfolgen, wobei t (S;f) ein von der statistischen Sicherheit S und dem Wert f=n-1 abhängiger Faktor ist. Der relative Vertrauensbereich gibt an, um wie viel der Mittelwert aus der Stichprobe von dem wahren, jedoch unbekannten Mittelwert der Grundgesamtheit höchstens abweicht.

$$\varepsilon = \frac{t(S;f)}{\sqrt{n}} * v$$

Formel 3-13: Relativer Vertrauensbereich

f	t(S;f)	f	t(S;f)	f	t(S;f)
1	12,71	14	2,145	27	2,052
2	4,303	15	2,131	28	2,048
3	3,182	16	2,120	29	2,045
4	2,776	17	2,110	30	2,042
5	2,571	18	2,101	40	2,041
6	2,447	19	2,093	50	2,009
7	2,365	20	2,086	60	2,000
8	2,306	21	2,080	80	1,990
9	2,262	22	2,074	100	1,984
10	2,228	23	2,069	200	1,972
11	2,201	24	2,064	500	1,965
12	2,179	25	2,060	∞	1,960
13	2,160	26	2,056		= u(S)

Abbildung 3-5: Faktoren zur Berechnung der erzielten Genauigkeit nach dem Variationszahlverfahren (S=95 %)[208]

3.5.2 Multimomentaufnahme

Da wie bereits erwähnt, Einzelzeitaufnahmen für die Aufnahme von Bauarbeiten nur sehr schwierig bzw. unter verhältnismäßig großem Aufwand durchführbar sind, muss für die Messung der Ist-Zeiten eine andere Aufnahmemethode gefunden werden. Besonders eignet sich eine Gruppenzeitaufnahme als systematische Multimomentaufnahme.

[208] REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 60

Die Multimomentaufnahme besteht aus dem Gliedern des zu untersuchenden Ablaufes in Ablaufarten und aus dem Stichprobenmäßigen Erfassen der vorliegenden Ablaufarten zum Zeitpunkt der Beobachtungen. Es wird also der Anteil der jeweiligen Ablaufarten am Gesamtablauf durch Zählen stichprobenartig erfasst.[209]

Laut *REFA* ist dabei folgende Vorgehensweise einzuhalten:[210]

- Ziel festlegen
- Ablaufarten festlegen und beschreiben
- Rundgangsplan festlegen
- Erforderlichen Beobachtungsumfang n‘ bestimmen
- Rundgangszeitpunkte bestimmen
- Beobachtungen durchführen
- Zwischenauswerten
- Sofern erforderlich, weitere Beobachtungen durchführen
- Endauswerten

Im Rahmen dieser Arbeit ist das Ziel das Ermitteln von Aufwandswerten für das Freivorbauverfahren und das Ermitteln von Stillstandszeiten und Produktivitätsverlusten, anhand derer anschließend Optimierungspotential aufgezeigt werden kann. Weiteres ist geplant, die verschiedenen Arbeitspartien miteinander zu vergleichen. Ein Rundgangsplan wurde nicht festgelegt, da die Arbeiter auf dem Freivorbauwagen je nach durchzuführender Arbeit oftmals die Arbeitsbühnen wechseln und ein ständiger Wechsel der Arbeitsbühnen auf Seiten des Beobachters Voraussetzung für die Aufnahmen ist. In Folge dessen wurden auch keine Rundgangszeitpunkte festgelegt, sondern die Tätigkeiten der Arbeiter regelmäßig in 5-min Intervallen aufgenommen. Von unterschiedlichen Autoren wird bestätigt, dass bei zufällig ablaufenden Arbeiten und selbst bei zyklischen Arbeiten es nicht notwendig ist, auch die Beobachtungen zufällig anzuordnen, um die Grundgedanken unabhängiger Beobachtungen zu erfüllen. [211] Die Ermittlung der Ablaufarten und des Beobachtungsumfanges erfolgt in Abschnitt 4.

Statistische Auswertung der Multimomentaufnahme

Auch für die Multimomentaufnahme gilt, dass es sich bei den gemessenen Ergebnissen um Stichproben aus einer Grundgesamtheit

[209] Vgl. REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 235

[210] REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung, S. 237

[211] REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 83f.

handelt. Die Genauigkeit hängt dabei von den prozentualen Anteilen der betreffenden Ablaufarten und von der Anzahl der Beobachtungen ab.[212]

Die Aussagegenauigkeit wird mit Hilfe der Multimoment-Hauptformel durch Ermittlung der Vertrauensbereiche für die in der Grundzeit liegenden Teilvorgänge nachgewiesen. Für eine statistischen Sicherheit von S = 95 % ergeben sich die absoluten Vertrauensbereiche aus der umgestellten MM-Hauptformel wie folgt:[213]

$$f_i = \pm 1{,}96 * \sqrt{\frac{p * (100 - p)}{n}}$$

Formel 3-14: Multimoment Hauptformel für die statistische Sicherheit von 95 %[214]

- f….. Vertrauensbereich
- p….. Prozentuale Anteile der betreffenden Ablaufarten
- n….. Anzahl der Beobachtungen

[212] Vgl. REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 66f.

[213] Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre, S. 16

[214] REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 67

4 Konzept der Baustellenanalyse

In diesem Abschnitt wird das Verfahren erläutert, welches auf Basis der theoretischen Grundlagen aus den vorigen Kapiteln zur Analyse der Baustellen entwickelt und umgesetzt wurde.

4.1 Einflussgrößen auf das Freivorbauverfahren

Verglichen werden im Zuge dieser Arbeit zwei Freivorbaubrücken in Rumänien und Serbien. Die Brücke in Serbien über die Donau wurde als einzelliger, die in Rumänien über die Mures als zweizelliger Hohlkasten-querschnitt ausgeführt. Dementsprechend schwierig gestaltet sich auch der Vergleich der Brücken.

Die Einflussgrößen die bei den untersuchten Projekten den größten Einfluss auf das Freivorbauverfahren haben sind folgende:

- Querschnittsform (einzelliger – zweizelliger Hohlkasten)
- Spannweite
- Handlichkeit des Freivorbauwagens (Fa. *Doka* – Fa. *Structuras*)
- Qualität der Arbeitskräfte (Österreicher – Rumänen – Serben)
- Qualität des Eisenbieger (Arbeitsgeschwindigkeit)
- Höhe der Pfeiler

Alle weiteren Einflussgrößen, wie beispielsweise von Betriebsmitteln oder der Baustellenlogistik werden im Rahmen dieser Arbeit nicht näher betrachtet.

4.2 Auswahl der Zeitaufnahmemethoden

Die Schalungs- und Betonierarbeiten im Freivorbau sind, wie die meisten Arbeiten auf der Baustelle, Gruppentätigkeiten. Um repräsentative Ergebnisse bezüglich Stillstandszeiten und Produktivitätsverlusten ermitteln zu können, müssen alle Beteiligten, die bei der Herstellung der Schalung und der Betonage involviert sind, aufgenommen werden.

Eine Messung der Einzelzeiten/Fortschrittszeiten ist für einen Beobachter praktisch nicht durchführbar. Aus diesem Grund wird für die Datenermittlung die Multimomentaufnahme gewählt, wie in Kapitel 3.5.2 vorgestellt. Die Genauigkeit einer solchen Aufnahme hängt dabei erheblich von der Anzahl der Messungen ab.

4.3 Erforderlicher Beobachtungsumfang

Der notwendige Beobachtungszeitraum ergibt sich aus der Anzahl der erforderlichen Beobachtungen. Diese Anzahl kann vor Beginn der Aufnahmen nur geschätzt werden, da der prozentuelle Anteil der einzelnen Ablaufarten nicht bekannt ist.

In Abbildung 4-1 ist der Zusammenhang der Multimoment-Hauptformel aus Kapitel 3.5.2 grafisch dargestellt. Auf ihr ist der exponentielle Anstieg ersichtlich, der für Vertrauensbereiche unter 5 % eine erhebliche Zunahme der erforderlichen Beobachtungen bedeutet.

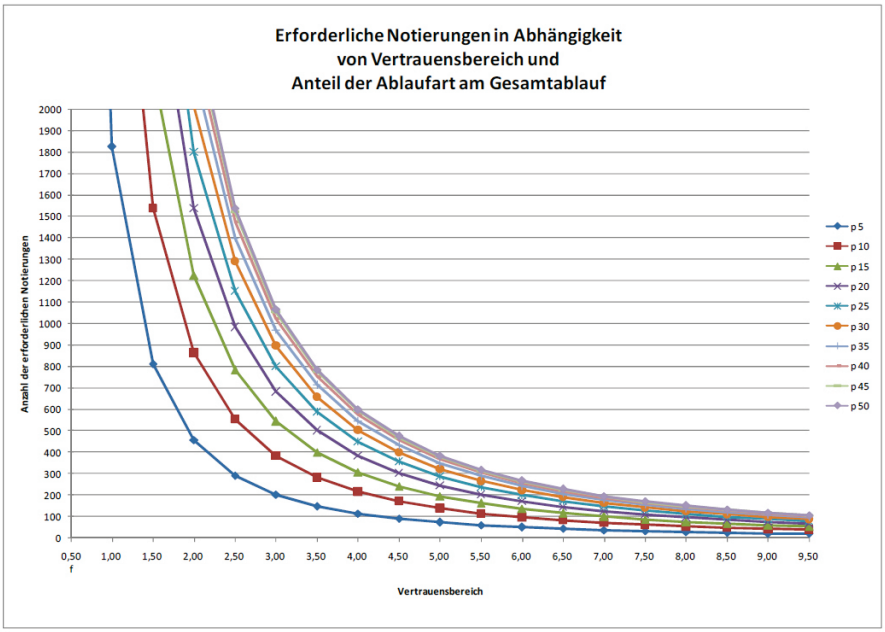


Abbildung 4-1: Darstellung der erforderlichen Messungen in Abhängigkeit vom Vertrauensbereich und dem Anteil der Ablaufarten[215]

Aufgrund dieser Tatsache und da auch einzelne Detailabläufe wie beispielsweise das Vorfahren und Einrichten des Freivorbauwagens aufgenommen werden, wird ein Vertrauensbereich von 5 % angestrebt. Dies bedeutet, dass die Ergebnisse mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % zu ±5 % genau sind. Bei einzelnen Detailabläufen wird dieser Vertrauensbereich nicht ganz erreicht werden, da die Vorgänge relativ kurz dauern und teilweise nur eine geringe Anzahl an Arbeitskräften beteiligt ist. Im Regelfall sollte der angestrebte Vertrauensbereich aber erreicht werden. Bei der Gesamtausarbeitung der Partien, in der mehrere Detailabläufe zusammengefasst werden, wird sich ein entsprechend kleinerer Vertrauensbereich ergeben.

Wie in Abbildung 4-1 ersichtlich ist, ergeben sich für den geforderten Vertrauensbereich zwischen hundert und vierhundert Messungen. Bei

[215] WAGNER, J.: REFA-Untersuchungen zu Bewehrungsarbeiten bei Ortbetondecken, S. 59

einem Messintervall von fünf Minuten und einer täglichen Arbeitszeit von 10 Stunden ergeben sich 120 Messungen pro Tag und Arbeiter.

Der erforderliche Beobachtungsumfang wird in weiterer Folge vor Ort abgeklärt, wenn bekannt ist, wie viele Arbeiter pro Arbeitspartie eingesetzt werden. Es sei angemerkt, dass die Aufzeichnungen beispielsweise während der Betonage nicht nach Erreichen des notwendigen Vertrauensbereiches eingestellt werden, da insbesondere die erste Stunde vor Betonierbeginn und die letzte Stunde nach Betonierende als unproduktiv angenommen werden und ein Stopp der Aufnahmen das Ergebnis verfälschen würde. Eine kleinere Standardabweichung ist die Folge. Andererseits wird teilweise beim Einrichten des Freivorbauwagens oder dem Schalen der Konterschalung für die Bodenplatte die notwendige Genauigkeit nicht ganz erzielt werden.

4.4 Ablaufarten im Freivorbau

Im Vorfeld der Beobachtungen erfolgt eine Untersuchung der zu erwartenden Vorgänge. *REFA* bietet diesbezüglich eine Gliederung nach Ablaufarten an, die als Grundlage für die nachfolgende Einteilung dient. Zusammengefasst sind die ermittelten Ablaufarten auf einem Datenerhebungsblatt im Anhang A dargestellt.

4.4.1 Haupttätigkeiten

Die Haupttätigkeiten im Freivorbauverfahren sind (mit Ausnahme des Verlegens der Bewehrung) das Vorspannen des vorigen Segments, das Vorfahren des Freivorbauwagens, das Einrichten der Außenschalung, das Vorziehen der Innenschalwagen und das Betonieren des gesamten Querschnitts. Abhängig von der Querschnittsform und dem eingesetzten Freivorbauwagen können folgende Obergruppen für die Haupttätigkeiten definiert werden:

Haupttätigkeit: Vorspannen des vorigen Segments

Das Vorspannen des vorigen Querschnitts wird nur aufgenommen, sofern die Vorspannung von der Schalungs- und Betonierpartie ausgeführt wird, bzw. wenn Arbeiter dieser Partien den Spannmeister unterstützen. Die Haupttätigkeiten sind in annähernd chronologischer Reihenfolge dargestellt, während sie auf dem Datenerhebungsblatt im Anhang A alphabetisch aufgelistet sind, um die Datenerhebung auf der Baustelle zu erleichtern:

- Spannkabel einschießen

Abbildung 4-2: Einschießen der Spannkabel

- Ankerplatten aufsetzen
- Montieren der Spannpresse
- Spannen

Abbildung 4-3: Vorspannen des vorigen Querschnitts

- Messen während Spannen
- Umsetzen der Spannpresse
- Abnehmen der Spannpresse

Haupttätigkeit: Vorfahren des Freivorbauwagens

Die Tätigkeiten die beim Vorfahren des Freivorbauwagens anfallen, unterteilen sich annähernd chronologisch wie folgt:

- Stirnabschalung entfernen

Abbildung 4-4: Entfernen der Stirnabschalung

- Schalung entfernen/Rohre aus Hüllrohren ziehen

Abbildung 4-5: Rohre die nach dem Betonieren aus den leer belassenen Hüllrohren gezogen werden müssen

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

- Lisenenschalung entfernen
- Hintere Niederhängungsanker lösen und neu befestigen
- Fahrschiene vorschieben
- Schalungsanker lösen
- Innenschalung wegspindeln/ Innenschalwagen vorbereiten
- Stützen für Innenschalwagen aufstellen/Innenschalwagen aufbocken
- Anker Innenschalwagen absenken
- Betonieranker entfernen
- Kragarm- und Stegschalung absenken
- Bodenrost absenken
- Freivorbauwagen absenken auf Fahrschienen
- Hydraulik bedienen
- Vorfahren des Freivorbauwagens

Abbildung 4-6: Vorfahren des Freivorbauwagens (bereits bis zur Hälfte vorgefahren)

- Freivorbauwagen befestigen und einrichten

Haupttätigkeit: Einrichten der Außenschalung

Beim Einrichten der Außenschalung fallen folgende Tätigkeiten in annähernd chronologischer Reihenfolge an:

- Bodenplatte einrichten (auf richtige Höhe)
- Kragarmschalung hochziehen und einrichten
- Stegaußenschalung einrichten
- Betonieranker für Kragarmschalung setzen
- Betonieranker der Bodenplatte setzen und anpressen

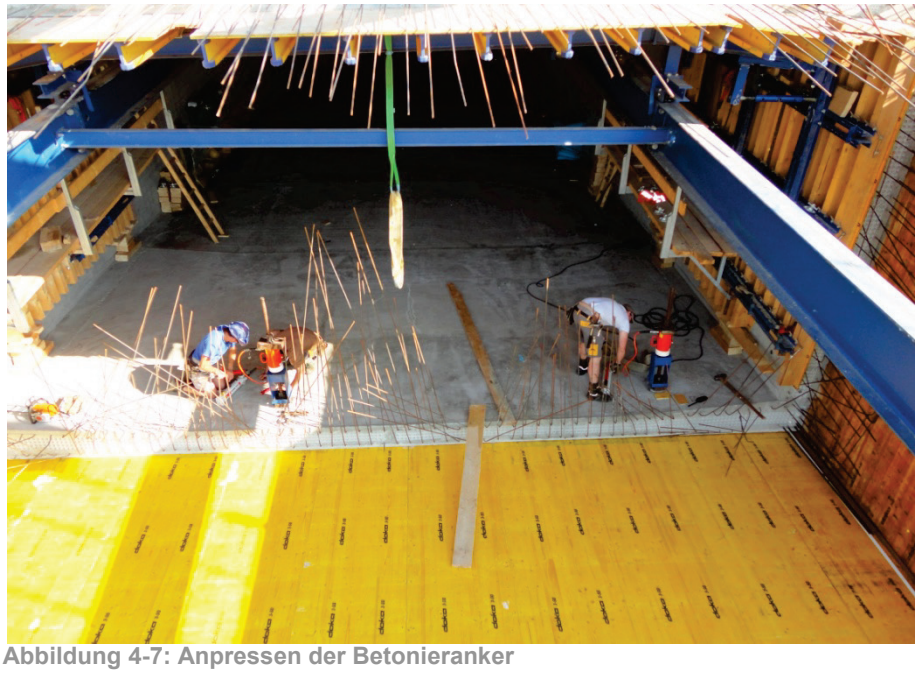


Abbildung 4-7: Anpressen der Betonieranker

- Arbeitsfugen vorbereiten
- Stirnabschalung Bodenplatte und Stege
- Einbauten (Leerverrohrungen, Durchbrüche)
- Abwassersystem vorbereiten
- Löcher für Niederhängungsanker schalen
- Passflächen schalen
- Trennmittel auftragen

Abbildung 4-8: Trennmittel auftragen

- Hüllrohre schweißen

Haupttätigkeit: Vorziehen der Innenschalwagen

Das Vorziehen der Innenschalwagen und das Schließen der Stegschalung unterteilen sich annähernd chronologisch in folgende Tätigkeiten:

- Hüllrohre einlegen

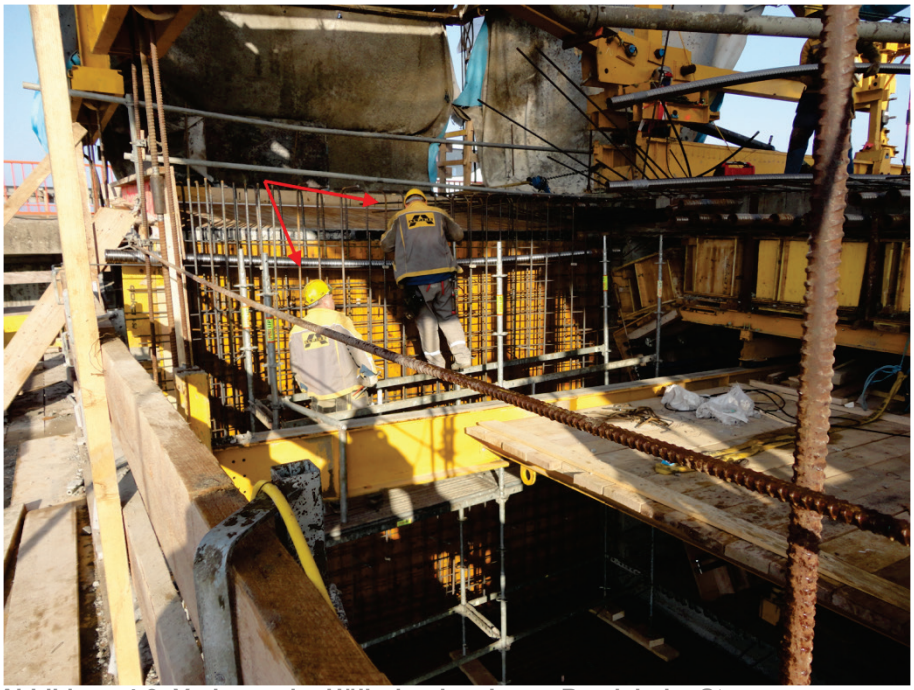


Abbildung 4-9: Verlegen der Hüllrohre im oberen Bereich der Stege

- Entfernen der Stützen des Innenschalwagens/Entfernen der Holzkeile
- Steginnenschalung abschneiden/teleskopieren
- Arbeitsfugen vorbereiten
- Innenschalwagen vorbereiten
- Trennmittel auftragen
- Vorziehen des Innenschalwagens

Abbildung 4-10: Vorziehen des Innenschalwagens

- Anker für Schienen des Innenschalwagens setzen
- Ausklappen/spindeln der Steginnenschalung
- Schalungsanker setzen
- Schließen der Stegschalung
- Einrichten des Innenschalwagen in Höhe
- Stirnabschalung Fahrbahnplatte
- Passflächen schalen
- Fahrbahnplatte schalen
- Konterschalung Bodenplatte
- Lisenen schalen
- Ankerköpfe einlegen

Haupttätigkeit: Betonieren

Beim Betonieren des gesamten Querschnitts fallen folgende Tätigkeiten in annähernd chronologischer Reihenfolge an:

- Rohr halten/führen, Beton einfüllen
- Rechen
- Verdichten mit Innenrüttler
- Schalarbeiten während der Betonage
- Abziehen

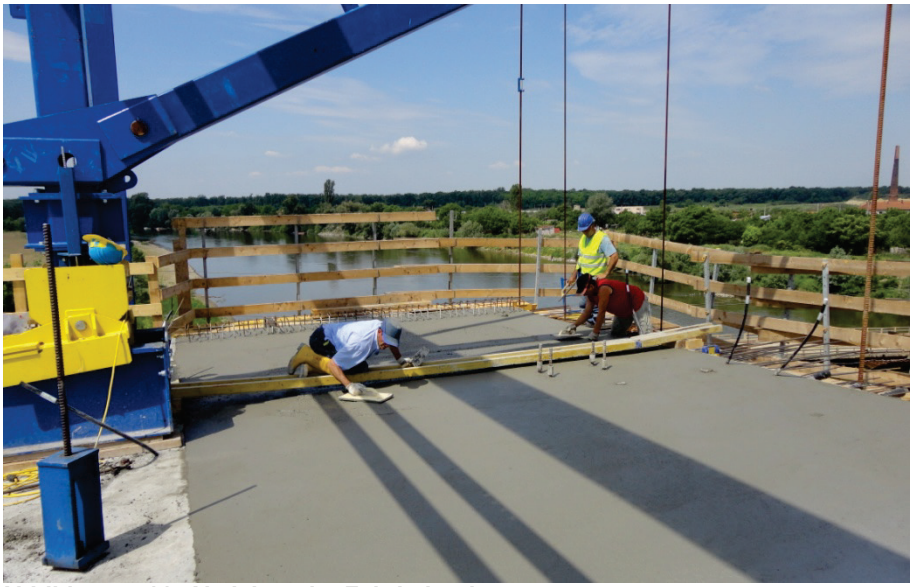


Abbildung 4-11: Abziehen der Fahrbahnplatte

4.4.2 Nebentätigkeiten

Die Nebentätigkeiten unterteilen sich in zwei Obergruppen. Dabei werden Tätigkeiten vor der Arbeitsaufnahme und Tätigkeiten während der Arbeit unterschieden. Die Nebentätigkeiten sind in alphabetischer Reihenfolge aufgelistet.

Tätigkeiten vor der Arbeitsaufnahme

- Anweisung an Arbeiter
- Arbeitsplatz vorbereiten
- Planeinsicht
  Im Vergleich zum Planstudium (siehe Nebentätigkeit während der Arbeit), fällt unter Planeinsicht das Planlesen vor Beginn der Arbeiten.
- Sonstige Vorarbeiten
- Werkzeug vorbereiten

- Weg zum Arbeitsplatz
  Unter Weg zum Arbeitsplatz ist auf Freivorbaubaustellen das Kranfahren im Krankorb bzw. der Fußweg zum Arbeitsplatz zu verstehen der beispielsweise beim Holen von Werkzeug aus dem Magazin anfällt. Die Zeiten die für den Weg zum Arbeitsplatz vor Beginn der Arbeiten oder nach Pausen anfallen, sind in den ablaufbedingten Unterbrechungen zu finden.

Tätigkeiten während der Arbeit

- Ankerratsche vorbereiten

Abbildung 4-12: Vorbereiten der Ankerratsche zum Vorziehen des Freivorbauwagens

- Arbeitsbühne wechseln
- Betonierschlauch weiterreichen
- Gerät vorbereiten
- Gerät wegräumen
- Gerüst auf- und abbauen

Abbildung 4-13: Gerüst zum Bewehren der Stege

- Helfen für Vermesser
- Leiter halten
- Material holen
- Material vorbereiten
- Messen beim Einrichten
- Nacharbeiten am vorherigen Querschnitt
- Planstudium
- Putzen/aufräumen
- Schalung reinigen
- Sonstige Nebenarbeiten
- Überwachung durch Vorarbeiter
- Umsetzen auf die andere Seite des Kragarms
- Umsetzen während der Betonage
- Vorbereiten Betonage
- Weg zur Kreissäge
- Weg zur Mitte des Kragarms
- Werkzeug holen
- Werkzeug/Gerät reparieren

4.4.3 Zusätzliche Tätigkeiten

Unter die zusätzlichen Tätigkeiten fallen Zusatzarbeiten die üblicherweise während eines Taktes nicht anfallen bzw. von einem anderen Gewerk ausgeführt werden. Auf der Baustelle in Rumänien war es beispielsweise notwendig, während der Beobachtungen die Schaltafeln in der Bodenplatte umzudrehen, da die Schalhaut aufgrund der mehrmaligen Verwendung bereits Abnutzungserscheinungen aufwies. Diese Arbeiten wurden unter zusätzliche Tätigkeiten erfasst, da sie in der Regel während eines normalen Taktes nicht anfallen. Das „Umdrehen der Schaltafeln“ ist nicht bei jedem Projekt zwingend erforderlich und kann durch den Einsatz widerstandsfähiger Schaltafeln vermieden werden.[216]

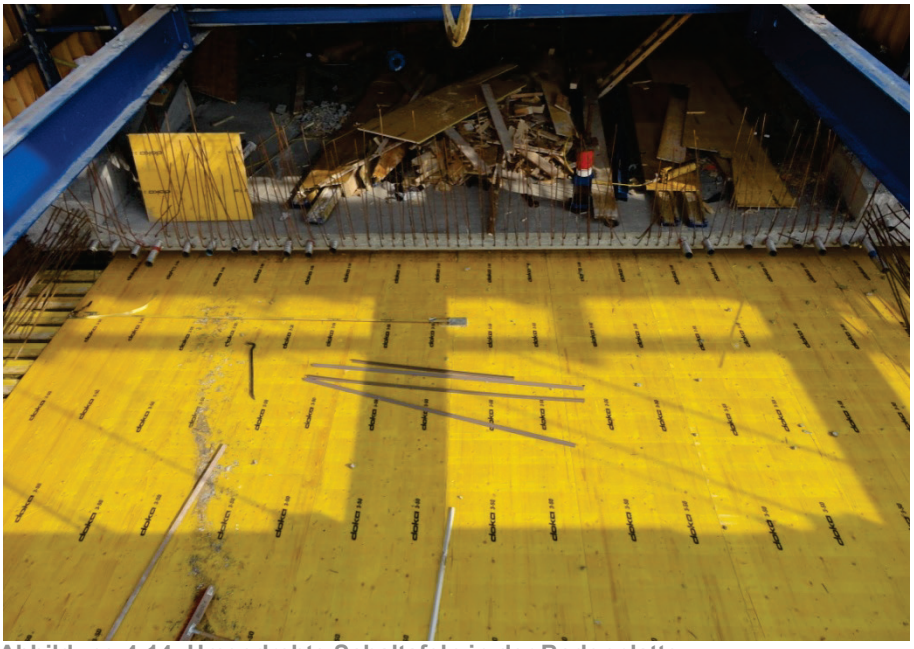


Abbildung 4-14: Umgedrehte Schaltafeln in der Bodenplatte

4.4.4 Ablaufbedingte Unterbrechungen

Darunter fallen folgende Unterbrechungen:

- Andere Vorarbeiten nicht abgeschlossen
- Besprechung mit Kollegen
- Besprechung mit Mischwagenfahrer
- Besprechung mit Polier
- Besprechung mit Vorarbeiter

[216] Vgl. Fachgespräch mit Herrn Rudolf Sagmüller, Projektleiter der Firma Alpine Bau GmbH Internationaler Ingenieurbau, am 27.08.2011

- Danebenstehen
  Unter „Danebenstehen“ der Arbeitskräfte wird eine ablaufbedingte Unterbrechung verstanden, die aufgrund einer zu hohen Anzahl an Arbeitskräften zu Stande kommt. Der Arbeiter bietet seine Arbeitskraft an, die vorhandene, zu leistende Arbeit ist jedoch nicht ausreichend für alle Arbeitskräfte.
- Danebenstehen während der Betonage
- Fahrtdauer zum Arbeitsplatz vor und nach Pausen
- Warten auf Beton
- Warten auf Bewehrer
- Warten auf Kollegen
- Warten auf Kran
- Warten auf Vermesser
- Warten während Spannen

4.4.5 Störungsbedingte Unterbrechungen

Störungsbedingte Unterbrechungen sind:

- Fehlerhafte Pläne
- Klärung fehlerhafter Maßangaben
- Kleidung adjustieren (Wetter)
- Material suchen
- Warten auf Anweisung
- Warten auf Material

4.4.6 Erholungsbedingte Unterbrechungen

Darunter fallen:

- Essen
- Sonstige Pause
- Trinken
- Überblick verschaffen/durchatmen

4.4.7 Persönlich bedingte Unterbrechungen

Persönlich bedingte Unterbrechungen sind:

- Gang zur Toilette

- Privatgespräch mit Kollegen
- Rauchen
- Telefongespräch

4.5 Ziel der Auswertungen

Ziel der Auswertungen ist das Ermitteln von Aufwandswerten für das Freivorbauverfahren. Dabei wird sowohl eine Brücke mit einzelligem als auch eine mit zweizelligem Hohlkastenquerschnitt untersucht und es werden folgende Werte separat ermittelt:

- Gesamtaufwandswert für den Überbau inklusive Hammerköpfe AW_{Ges} [Std/m³]
- Gesamtaufwandswert für den Überbau exklusive Hammerköpfe $AW_{Freivorbau}$ [Std/m³]
- Aufwandswerte für Teilabläufe, z.B. $AW_{Vorfahren+Einrichten}$, $AW_{Vorspannen}$ [Std/m³, Std/m², Std/t]

Des Weiteren werden Stillstandszeiten und Produktivitätsverluste eruiert, anhand derer Optimierungspotential aufgezeigt werden soll.

Die Projekte werden miteinander verglichen und die Ergebnisse gegenübergestellt. Vor allem der Einfluss der Querschnittsgeometrie soll dabei zum Ausdruck kommen. Zusätzlich werden die verschiedenen Freivorbaupartien miteinander verglichen.

Die Zusammensetzung der Aufwandswerte (Haupttätigkeit, Nebentätigkeit etc.) soll im Zuge der Auswertungen ebenso ausfindig gemacht werden.

5 Donaubrücke Beska in der serbischen Republik

5.1 Allgemeine Projektbeschreibung

Im Zuge des Vollausbaues der E75 (zwischen Belgrad und der ungarischen Grenze) auf 4 Richtungsfahrbahnen, ist zwischen Novi Sad und Belgrad bei Beska der Bau einer neuen Donaubrücke erforderlich. Diese wird als sogenannte "twin"- also Zwillingsbrücke parallel zur bestehenden, derzeit beide Richtungsfahrbahnen aufnehmenden Brücke errichtet und hat das selbe äußere Erscheinungsbild aufzuweisen.[217] Der Abstand zwischen der zu sanierenden, nicht standsicheren, 30 Jahre alten Brücke und dem neuen Tragwerk beträgt im Fluss nur 3 Meter.[218]

Die *Alpine Bau GmbH* wurde sowohl mit der Planung als auch mit dem Bau dieses, mit 2.213 m längsten Brückenbauwerkes Serbiens beauftragt. Die Donau wird hierbei mit Spannweiten von 60 m + 105 m + 210 m + 105 m + 60 m überbrückt. Der Bau der drei Flusspfeiler stellte besondere Anforderungen an den Planer (*Leonhardt, Andrä & Partner*) und die Baufachleute von *Alpine*. Am rechten Donauufer schließen sich die Vorlandfelder mit den Spannweiten 4 x 45 m an, während die linke Vorlandbrücke mit 1.493 m Länge das Überschwemmungsgebiet der Donau überquert.[219]

Abbildung 5-1: Donaubrücke Beska mit Hauptbrücke und rechter Vorlandbrücke

Spannbetonbrücke

Bewehrung: 10.000 t
Beton: 62.000 m³
Spannstahl: 1.000 t
Spundwände: 2.500 t
Kolkschutz: 50.000 t
Bohrpfähle Durchmesser 1,20 m: 14.000 m
Brückenfläche: 33.300 m²
Bauzeit: 2008 – 2011
Auftragssumme: € 33,8 Mio.

[217] Vgl. ALPINE Bau GmbH: Donaubrücke Beska, http://www.alpine.at/bereiche/bruckenbau/donaubrucke-bei-beska donaubrucke-bei-beska/, Datum des Zugriffs: 13.05.2010 19:45

[218] Vgl. ALPINE Bau GmbH: Donaubrücke Beska, http://www.alpine.at/wp-content/uploads/ALP_Folder_A4_Brueckenbau_ 201003_DE_RZ_72dpi.pdf, Datum des Zugriffs: 13.05.2010 19:26

[219] Vgl. ALPINE Bau GmbH: Donaubrücke Beska, http://www.alpine.at/bereiche/bruckenbau/donaubrucke-bei-beska donaubrucke-bei-beska/, Datum des Zugriffs: 13.05.2010 19:45

Gegründet sind die bis zu 50 m hohen Pfeiler auf Bohrpfählen mit einer Länge von bis zu 35 m und einem Durchmesser von 120 cm. Die linke Vorlandbrücke wurde mittels einer an den Pfeilern befestigten Vorschubrüstung feldweise, je 45 m, als einzelliger vorgespannter Hohlkasten betoniert. Mit dieser Bauweise war *Alpine* unabhängig von der oft monatelang überfluteten Aulandschaft (Naturschutzgebiet). Die Spannweiten der rechten Vorlandbrücke wurden in konventioneller Bauweise mit Rüstung und Schalung feldweise betoniert. Die großen Spannweiten der Flussbrücke wurden im Freivorbau errichtet.[220] Im Freivorbau sowie mit Vorschubrüstung und Gerüst wurde vorweg nur der Hohlkasten samt Kragarmen hergestellt. Die Randbalken wurden im Nachlauf mit einem separaten Schalwagen gefertigt. Im Anhang D befinden sich Übersichtslagepläne und diverse Detailpläne des Projektes.

Die Brücke weist ein Längsgefälle von 2,3 % und eine Querneigung von 2,5 % auf. Bedingt durch die Längsneigung ergibt sich zwischen den Widerlagern eine Höhendifferenz von knapp 50 m, wobei das Widerlager Süd (Richtung Belgrad) als Ausgangspunkt dient. Je nachdem, ob man sich auf der vom Pfeiler aus höher gelegenen oder tieferen Seite befindet, ergeben sich für den Freivorbau die Bezeichnungen Up- and Downside. Befindet sich der Freivorbauwagen beispielsweise bei Segment 42-18D, dann bedeutet dies, dass er sich beim 18. Segment nördlich des Pfeilers 42, also auf der Gradienten tieferen Seite befindet. Weiteres weist die Brücke keine Krümmung im Grundriss auf, ist also ein vollständig gerades Bauwerk.

Um dem hohen Betonbedarf von über 60.000 m³ gerecht zu werden, wurde eine temporäre Betonmischanlage inklusive Labor installiert. Die Mischanlage und die dazugehörigen Einrichtungen befanden sich am linken Flussufer. Wurde auf der rechten Flussseite betoniert, mussten die Mischwagen den Weg über die alte, bestehende Brücke nehmen.

5.1.1 Freivorbau

Beim Bau der 210 m weit gespannten Hauptöffnung kam der klassische Freivorbau im Waagebalken zur Anwendung. Dabei kamen insgesamt vier Freivorbauwagen der norwegischen Firma *Structuras* zum Einsatz. Der Freivorbau erfolgte unabhängig von der Errichtung der linken und rechten Vorlandbrücke, wobei die linke bereits im August 2010 und die rechte im Dezember 2010 fertiggestellt wurde. Mit der Herstellung der Hammerköpfe wurde Anfang Juli 2010 begonnen und diese dauerte bis

[220] Vgl. ALPINE Bau GmbH: Donaubrücke Beska, http://www.alpine.at/bereiche/bruckenbau/donaubrucke-bei-beska donaubrucke-bei-beska/, Datum des Zugriffs: 13.05.2010 19:45

Juli 2011. Die 11 m hohen Hammerköpfe mit dem 3,20 m dicken Querriegel samt Durchgangsöffnung wurden in mehreren Abschnitten betoniert. Anschließend erfolgte die gleichzeitige Montage der beiden Vorbauwagen und das Herstellen der ersten Takte im Waagebalken. Die ersten Segmente wurden in 2 Abschnitten betoniert. Die Herstellung des ersten Taktes dauerte 40 (Pfeiler 42) bzw. 41 Tage (Pfeiler 43). Die weiteren Takte 2 und 3 benötigten jeweils 18 bzw. 10 Tage. Anschließend konnte im Durchschnitt ein 7,5-Tage Takt erzielt werden. Dabei darf nicht unerwähnt bleiben, dass sich mit fortschreitender Segmentzahl auch die Taktzeit verkürzte. So wurden beispielsweise die Segmente 43-23 bereits in 6 Tagen errichtet. Um den Waagebalken zu stabilisieren wurden bei den Segmenten 42-8 und 43-8 weitere Spannglieder angebracht, die den Waagebalken zu den Fundamenten der Pfeiler niederspannten. In Abbildung 5-2 ist diese Abspannung systematisch dargestellt.

Abbildung 5-2: Zusätzliche Abspannung zur Stabilisierung der Waagebalken[221]

Nach dem Lückenschluss und der Errichtung der 210 m weit gespannten Hauptöffnung, bzw. der 105 m weit gespannten Nebenöffnung erfolgte ein komplizierter einseitiger Freivorbau zwischen den Pfeilern 41 und 40, bzw. 44 und 45. Die Vorlandbrücken enden bei Pfeiler 40 bzw. 45. In diesen 60 m einseitigem Freivorbau musste von vertikalen Stegen mit einer Hohlkastenhöhe von 4,5 m auf schräge Stege mit einer Höhe von 2,5 m zusammengefahren werden, um mit dem Querschnitt der Vorlandbrücken kompatibel zu sein.

Eine weitere Herausforderung stellte die monolithische Verbindung des Überbaus mit den Pfeilern 44 und 41 dar. Dieser Verbund wurde erst nachträglich hergestellt. Die Waagebalken wurden bis einschließlich Segment 42-23 und 43-23 vollständig hergestellt (siehe beiliegende Pläne im Anhang D). Anschließend erfolgte der Lückenschluss in Feldmitte. Nach der monolithischen Verbindung der beiden Kragarme in Feldmitte wurde mit dem Freivorbauwagen über die Pfeiler 44 und 41 drübergefahren und die Segmente 43-24U und 42-24D hergestellt. Dabei wurde in der Bodenplatte eine Öffnung vorgesehen, um den Überbau nachträglich mit dem entsprechenden Pfeiler monolithisch verbinden zu

[221] Fa. Leonhardt, Andrä und Partner: Method Statement New Beska Bridge, Lot 3, S. 7

können. Dies erfolgte erst nach dem Herstellen der Segmente 43-25U und 42-25D.

Für das Vorspannen und somit für das Vorfahren des Freivorbauwagens war eine Mindestdruckfestigkeit des Betons von 34 MPa notwendig. Diese wurde im Frühjahr in der Regel nach ca. 36 Stunden Erhärtungszeit erzielt. Im Winter wurden im eingehausten Hohlkasten zusätzlich Heizkanonen aufgestellt, um spätestens nach 48 Stunden Erhärtungszeit vorspannen zu können. Verwendet wurde für den Überbau ein Beton der Klasse C50/60.

Der Materialtransport erfolgte hauptsächlich vertikal orientiert über vier Turmdrehkrane. Diese waren an den Pfeilern 42 und 43, sowie 41 und 44 positioniert. Die Krane der Pfeiler 42 und 43 waren während der gesamten Dauer des Freivorbaus besetzt, die Krane der Pfeiler 41 und 44 nur bei Bedarf. Diese wurden auch zum Bau der Vorlandbrücken verwendet. Zusätzlich stand auf den Kragarmen ein fahrbares Hebegerät der Firma Felbermayr für den Horizontaltransport zur Verfügung. Für die Betonage der Freivorbausegmente kamen in der Regel zwei stationäre Betonpumpen zum Einsatz, positioniert an den Pfeilerfüßen der Pfeiler 42 und 43.

5.1.2 Querschnittsformen

Die Brücke wurde als einzelliger Hohlkastenquerschnitt ausgeführt, ist allerdings auf Grund der Anzahl der Spannkabel und der sowohl in der Bodenplatte als auch in der Fahrbahnplatte vorhandenen Lisenen als sehr kompliziert einzustufen. Der Hammerkopf hat eine Höhe von 11 m mit einer 2 m dicken Bodenplatte und eine Länge von 6 m, ragt also Up- und Downside um 1,4 m über den 3,2 m breiten Pfeiler aus (in Längsrichtung). Der 14,4 m breite Hohlkasten (in Querrichtung, ohne Randbalken, jeweils 35 cm) ragt links und rechts 3,2 m aus (Kragarmbreite), da der Pfeiler eine Breite (in Querrichtung) von 8 m besitzt. Die Dicke der Fahrbahnplatte beträgt am Hammerkopf 65 cm. In Abbildung 5-3 und 5-4 ist ein Längs-, bzw. Querschnitt der Hammerköpfe (Pfeiler 42 bzw. 43) dargestellt.

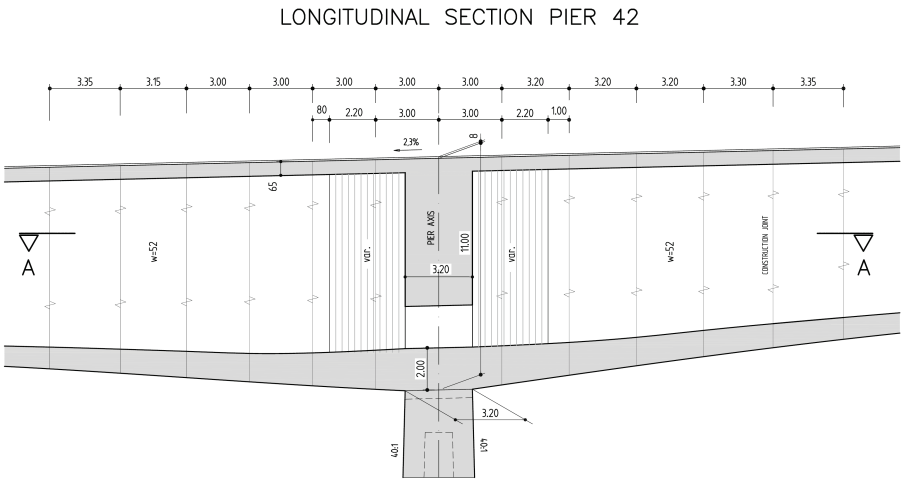


Abbildung 5-3: Längsschnitt des Hammerkopfes[222]

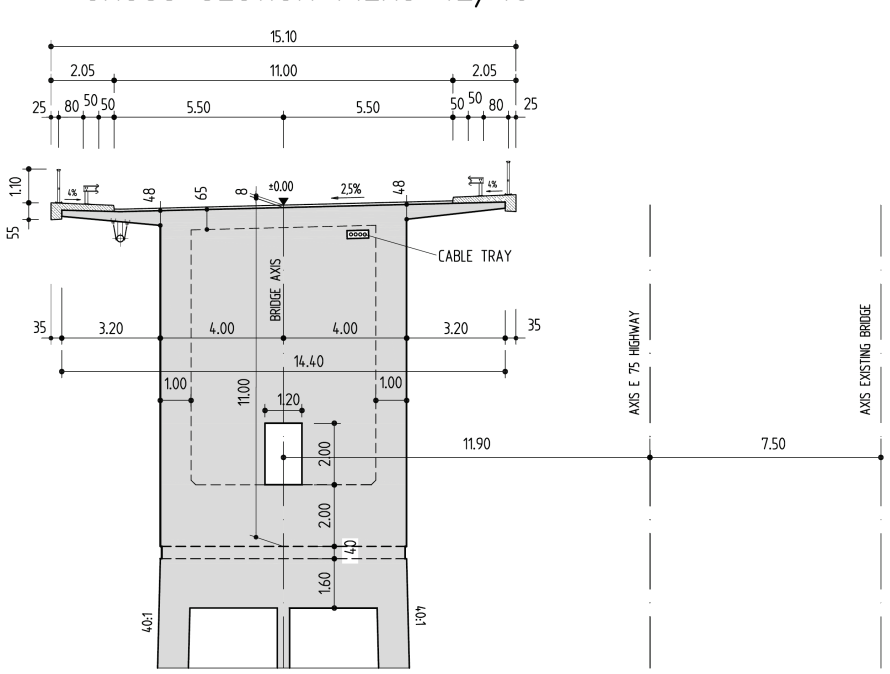


Abbildung 5-4: Querschnitt des Hammerkopfes[223]

Die Segmentlänge der ersten drei Takte betrug 3,0 m und verlängerte sich anschließend kontinuierlich in Richtung Feldmitte, bis ab Segment 12 die endgültige Abschnittslänge von 5,0 m erreicht wurde. Weitere genaue Abschnittslängen können den Plänen im Anhang D entnommen werden. Die Länge der Abschnitte ist bedingt durch die Höhe des Hohlkastens und dem daraus resultierenden maximalen Betoniergewicht. In Feldmitte verkleinert sich der Hohlkasten auf 6,0 m bei einer

[222] Vgl. ALPINE Bau GmbH: Pläne Donaubrücke Beska

[223] Vgl. ALPINE Bau GmbH: Pläne Donaubrücke Beska

Dicke der Fahrbahnplatte von 29 cm und der Bodenplatte von 26 cm. Im Bereich der Pfeiler 41 und 44 weist der Hohlkasten nur mehr eine Höhe von 4,50 m auf, bei einer Fahrbahnplatte von 47 cm und einer Bodenplatte von 1,0 m. Die Stege verjüngen sich von einer Breite von 1,00 m am Hammerkopf auf 0,45 m in der Feldmitte. Nach Lückenschluss in Feldmitte und Überfahren der Pfeiler 41 und 44 verjüngt sich der Querschnitt weiter auf eine Höhe von 2,5 m im Bereich der Pfeiler 40 bzw. 45. Dabei wird kontinuierlich von den vertikalen Stegen der Mainbridge auf die schrägen Stege der Vorlandbrücke übergefahren.

5.1.3 Arbeitsablauf und Partien

Für die Herstellung der Segmente im Freivorbau waren insgesamt vier Arbeitspartien für das Schalen und Betonieren im Einsatz, zwei auf jedem der beiden Pfeiler 42 und 43. Auf Pfeiler 43 arbeitete neben der 7-Mann (exkl. Kranfahrer) starken ungarischen Partie noch eine serbische Partie mit 9 Mann (exkl. Kranfahrer). Auf Pfeiler 42 waren die bulgarische Partie mit 9 Mann (exkl. Kranfahrer) und eine weitere serbische Partie mit 11 Mann (exkl. Kranfahrer) im Einsatz. Somit wurde jeweils eine stärkere ausländische Partie mit einer weniger erfahrenen serbischen Partie ergänzt. Gearbeitet wurde im Dekadenbetrieb mit einer 2,5 tägigen Überschneidung der Partien. Wie in Abbildung 5-8 ersichtlich, waren an den Tagen Dienstag, Mittwoch und Donnerstag (nur bis Mittag) alle vier Partien im Einsatz. Gearbeitet wurde im Dekadenbetrieb wobei die Arbeiter zwischen 210 und 230 Stunden pro Monat beschäftigt waren.

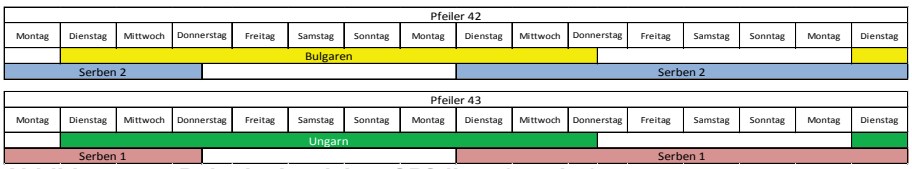


Abbildung 5-5: Dekadenbetrieb auf Pfeiler 42 und 43

Neben den angesprochenen Partien, die das Schalen und Betonieren übernahmen, waren noch zwei Partien für die Vorspannung (je vier Mann) und die Eisenbieger (ca. 18 bis 20 Mann plus Polier) auf den Kragarmen vertreten. Die Vorspannpartien setzten sich zusammen aus je 2 österreichischen und 2 serbischen Arbeitern, ergänzt durch jeweils einen Spannmeister (kein Arbeiter, Führungspersonal). Die Eisenbieger waren während der Herstellung der Hammerköpfe zumeist 18 Arbeiter, während des klassischen Freivorbaus 20 Arbeiter und während des einseitigen Freivorbaus meist 11 Arbeiter, ergänzt durch einen Polier. Angemeldet waren die Arbeiter zu jeweils 170 h/Monat. Die Anzahl der Arbeitskräfte für das Verlegen der schlaffen Bewehrung hatte keinen Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit der Baustelle, da das Subunternehmen pro eingebauter Tonne Stahl pauschal und nicht nach Arbeitskräften bezahlt wurde.

Als Vertragssprache wurde Englisch vereinbart, wenngleich das Führungspersonal, sprich Bauleitung und Poliere, größtenteils Deutsch sprachen. Um sich mit den Arbeitern verständigen zu können, waren jeweils Vorarbeiter im Einsatz die über ausreichende Deutschkenntnisse verfügten.

Auf Pfeiler 42 wurden die letzten Takte des Waagebalkens am Donnerstag, auf Pfeiler 43 am Samstag betoniert. Es wurde also ein Wochentakt erzielt. Die Segmente 42-22 und 43-23 wurden sogar in 6 Tagen gefertigt. Bedingt durch den Dekadenbetrieb wurde 7 Tage die Woche gearbeitet.

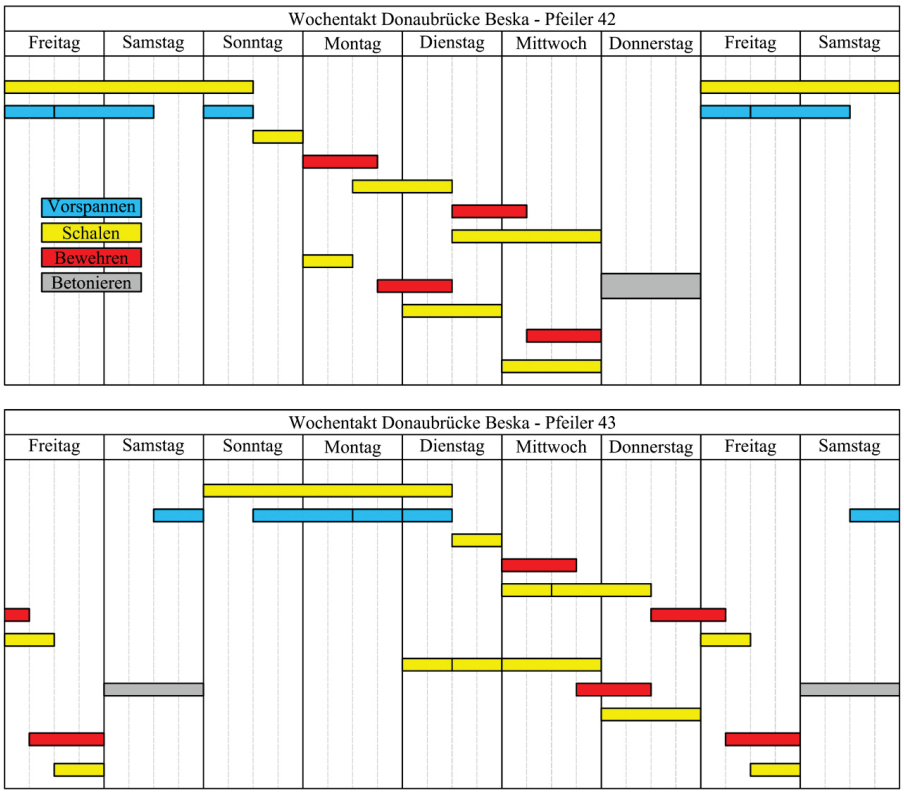


Abbildung 5-6: Arbeitsablauf Beska

In Abbildung 5-6 ist der Arbeitsablauf der beiden Waagebalkensysteme dargestellt. Auf Pfeiler 42 gliederte sich der Ablauf wie folgt (Bewehrungsarbeiten sind nicht beschrieben):

- Freitag und Samstag: Entfernen der Stirnabschalung, Vorschieben der Fahrschiene, Lösen der Stegschalung und Wegfahren der Steginnenschalung. Vorbereiten der Spannarbeiten und Einschießen der Spannkabel.
- Sonntag: Vorspannen des vorherigen Querschnitts und Vorfahren beider Freivorbauwagen, Einrichten Freivorbauwagen 1.
- Montag: Einrichten Freivorbauwagen 2, Vorziehen Innenschalwagen 1.

- Dienstag (2 Schalungspartien anwesend): Schließen der Stegschalung 1, Konterschalung Bodenplatte, (Partie 1); Vorziehen Innenschalwagen und Schließen der Stegschalung (Partie 2).
- Mittwoch (2 Schalungspartien anwesend): Einbauten auf Kragarmen und Vorbereiten Betonage (Partie 1); Konterschalung Bodenplatte, Einbauten auf Kragarmen und Vorbereiten Betonage (Partie 2).
- Donnerstag (2 Betonierpartien anwesend, eine fährt zu Mittag nach Hause): Monolithisches Betonieren des gesamten Hohlkastenquerschnitts. Fährt die eine Partie zu Mittag nach Hause, unterstützt eine andere, welche normal nicht auf den Kragarmen tätig ist, sodass ca. 20 Mann für das Betonieren bereitstehen.

Auf Pfeiler 43 lief der Takt um zwei Tage versetzt (Bewehrungsarbeiten sind nicht beschrieben):

- Sonntag und Montag: Entfernen der Stirnabschalung, Vorschieben der Fahrschiene, Lösen der Stegschalung und Wegfahren der Steginnenschalung. Vorbereiten der Spannarbeiten und Einschießen der Spannkabel.
- Dienstag (2 Schalungspartien anwesend): Vorspannen des vorherigen Querschnitts; Vorfahren und Einrichten Freivorbauwagen 1 (Partie 1); Vorfahren und Einrichten Freivorbauwagen 2 (Partie 2).
- Mittwoch (2 Schalungspartien anwesend): Vorziehen Innenschalwagen 1 (Partie 1); Warten auf Bewehrer, Sonstige Nebenarbeiten (Partie 2).
- Donnerstag (2 Schalungspartien anwesend, eine fährt zu Mittag nach Hause): Schließen der Stegschalung 1, Konterschalung Bodenplatte (Partie 1 bis Mittag); Vorziehen Innenschalwagen 2, Schließen der Stegschalung 2, Konterschalung Bodenplatte.
- Freitag: Einbauten auf Kragarmen und Vorbereiten Betonage.
- Samstag: Monolithisches Betonieren des gesamten Hohlkastenquerschnitts. Da nur eine Partie anwesend ist unterstützt eine andere, welche normal nicht auf den Kragarmen tätig ist, sodass ca. 20 Mann für das Betonieren bereitstehen.

Es sei angemerkt, dass sich dieser Ablauf von Takt zu Takt verschob. Konnte beispielsweise auf Pfeiler 43 erst am Dienstagnachmittag vorgespannt werden, so musste dieser halbe Tag zwischen Mittwoch und Freitag aufgeholt werden. Des Weiteren ist ersichtlich, dass es an den Tagen Dienstag, Mittwoch und Donnerstag teilweise zu ablaufbedingten Unterbrechungen kam, da auf die Bewehrer gewartet werden musste und in diesem Zeitraum zwei Schalungspartien anwesend waren.

5.1.4 Teilabläufe Beska

Die einzelnen Teilabläufe der Schalungs- und Betonierpartie und der Bewehrer sind ähnlich bis nahezu ident mit den in Kapitel 2.2.1 vorgestellten Teilabläufen, mit dem Unterschied, dass die Partien in Serbien auch das Ausschalen selbst übernahmen. Alle Abläufe wie beispielsweise das Vorziehen der Innenschalwagen oder das Bewehren der Bodenplatte und der Stege können in Kapitel 2.2.1 nachgeschlagen werden.

Das Betonieren des Querschnitts erfolgte mittels stationärer Betonpumpen, die an den Pfeilerfüßen 42 und 43 positioniert waren. Der Teilablauf gestaltete sich ähnlich wie in Kapitel 2.2.1 erläutert. Bevor mit der Betonage begonnen werden konnte, wurde eine Mischwagenladung mit Zementmilch durch die Leitungen gepumpt um diese zu befeuchten und ein Steckenbleiben des Frischbetons zu verhindern. Die Zementmilch wurde dabei in einem großen Gefäß auf den Kragarmen aufgefangen und anschließend mit dem Kran abtransportiert. Daraufhin begann das Betonieren der Stege: In einem ersten Schritt wurde der untere Teil der Stege anbetoniert. Nach einem kurzen Ansteifen des Betons, in der Regel nach dem Anbetonieren des zweiten Steges wurde der Steg weiter betoniert (bis etwa zur Hälfte je nach Steghöhe), darauf achtend ein „Durchdrücken“ des angesteiften Betons zu verhindern und die maximale Frischbetonsteiggeschwindigkeit nicht zu überschreiten. Beim „Durchdrücken“ wäre der gesamte Beton in die Bodenplatte geronnen. Nach dem Betonieren des zweiten Steges auf die gleiche Höhe wie Steg eins, wurde die Bodenplatte vollständig betoniert. In der Zwischenzeit konnte der Frischbeton in den Stegen ausreichend ansteifen. Anschließend wurden die Stege und die Bodenplatte fertig betoniert, immer darauf achtend einem „Durchdrücken“ des Betons vorzubeugen. In Abbildung 5-7 ist die Betonierreihenfolge grafisch dargestellt.

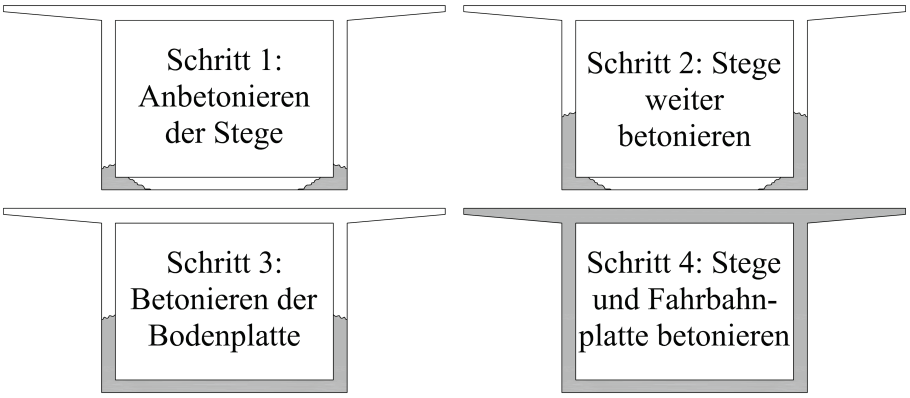


Abbildung 5-7: Betonierreihenfolge Donaubrücke Beska

Die Bewehrer waren in der Regel 20 Mann (siehe 5.1.3) und teilten sich bei Bedarf auf beide Kragarmseiten auf. Wurden sie auf Pfeiler 42 und 43 benötigt teilten sie sich in der Regel Hälfte-Hälfte auf.

Das Vorspannen erfolgte auf Pfeiler 42 spätestens am Sonntagvormittag bzw. auf Pfeiler 43 am Dienstagvormittag. Vorher musste das Material vorbereitet werden (ca. ½ Tag) und die Spannkabel eingeschossen werden (ca. 1 Tag). Für das Verlegen der Hüllrohre wurde im Durchschnitt 1 Tag benötigt, wobei im Bereich der Hammerköpfe wesentlich mehr Zeit benötigt wurde als in Feldmitte (Anzahl der Hüllrohre). In Abbildung 5-6 nicht dargestellt ist das nachträgliche Verpressen der Spannkabel der vorigen Querschnitte. Dabei wurden immer 2 Segmente gleichzeitig injiziert. Benötigt wurde dazu in der Regel ein Tag zum Aufbauen und ein Tag zum Verpressen.

5.2 Baustellenbeobachtungen

Während der Baustellenbeobachtungen wurden die Schalungspartien über einen Zeitraum von jeweils 2,5-3 Tagen beobachtet. Abhängig von der Zusammensetzung und der Größe der Partien wurden unterschiedliche statistische Sicherheiten für die Gesamtauswertung der Partien erreicht. Für die Auswertung der Teilabläufe, beispielsweise das Schalen der Konterschalung für die Bodenplatte, ergaben sich nach der Multimoment-Hauptformel (siehe Kapitel 3.5.2) bei einer statistischen Sicherheit von 95 % Standardabweichungen von über ±6,5 %, bedingt durch die kurze Aufnahmedauer. In der Regel wurden Standardabweichungen von ca. ±3-4 % für die Teilabläufe erreicht. Die Standardabweichung der Gesamtauswertung betrug bei einer statistischen Sicherheit von 95 % zwischen ±1,85 % und ±2,25 % wie im Folgenden erläutert wird. Der Vollständigkeit halber ist die Multimoment-Hauptformel nochmal erläutert:

$$f_i = \pm 1{,}96 * \sqrt{\frac{p * (100 - p)}{n}}$$

Formel 5-1: Multimoment Hauptformel für die statistische Sicherheit von 95 %[224]

- f….. Vertrauensbereich
- p….. Prozentuale Anteile der betreffenden Ablaufarten
- n….. Anzahl der Beobachtungen

5.2.1 Ergebnisse der Partie A

Die Partie A bestand aus 7 Mann (exkl. Kranfahrer) und machte sowohl Vormittags- (09:00-09:30) als auch Mittagspause (13:00-13:30).

[224] REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S. 67

Aufnahme Montag 21.März 2011

Am Nachmittag des Vortages wurde vorgespannt und mit dem Entfernen einzelner Anker begonnen. Am Tag der Aufzeichnungen begann die Partie A in der Früh mit dem Lösen der restlichen Anker und mit dem Vorfahren des ersten Freivorbauwagens auf der Upside. Anschließend wechselte sie auf die Downside um den zweiten Freivorbauwagen vorzufahren. Nach dem Vorfahren wechselte sie wieder auf die Upside und richtete mit Hilfe des Vermessers die Außenschalung ein. Somit war der Querschnitt ab dem frühen Nachmittag bereit zum Bewehren der Bodenplatte und der Stege. Am Nachmittag richtete die Partie A den Freivorbauwagen auf der Downside ein. Um ca. 16:00 Uhr war auch der zweite Freivorbauwagen eingerichtet. Auf der Upside hatte der Eisenbieger aber noch keinen der Stege fertig bewehrt. Somit ergaben sich durch das Warten auf die Bewehrer ablaufbedingte Unterbrechungen. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug an diesem Tag ca. 67,5 %. Es wurden 773 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,3 % ergibt.

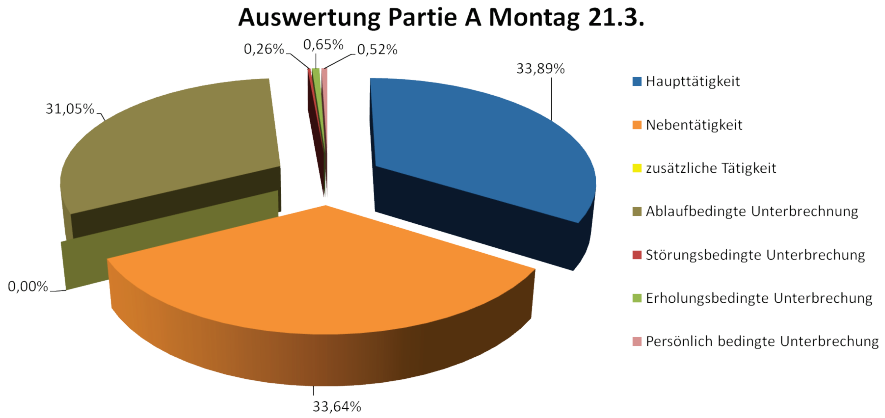


Abbildung 5-8: Auswertung der Partie A Montag, 21.März 2011

Aufnahme Dienstag 22.März 2011

Bereits in der Früh wurde begonnen, die Anker, Einbauten und Hüllrohre im ersten Steg der Upside zu schalen. Auf der zweiten Stegseite wurde die Schalungspartie vom Eisenbieger aufgehalten. Stehzeiten ergaben sich insbesondere, da zuerst auf das Bewehren der Stege und der Bodenplatte und anschließend auf die Abnahme der Bewehrung durch die örtliche Bauaufsicht gewartet werden musste. Um die Zeit dennoch nützen zu können, wurden die Arbeitsbühnen an der Stegaußenschalung umgebaut, da sich der Querschnitt zunehmend in Richtung Pfeiler 44 verjüngt. Am Nachmittag wurde der Innenschalwagen vorgezogen und eingerichtet. Da der Eisenbieger mit dem Bewehren der Stege und der Bodenplatte auf Downside (dort war an diesem Tag auch die Partie B anwesend) beschäftigt war, wurde die Fahrbahnschalung des Innenschalwagens Upside von der Partie A erneuert. Die Fahrbahn-

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

schalung war durch die vorigen Betonierabschnitte und den Frischbetondruck beschädigt und erneuerungsbedürftig. Die Partie arbeitete den ganzen Tag sehr effektiv und der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag bei ca. 74,3 %. Es wurden 803 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,0 % ergibt.

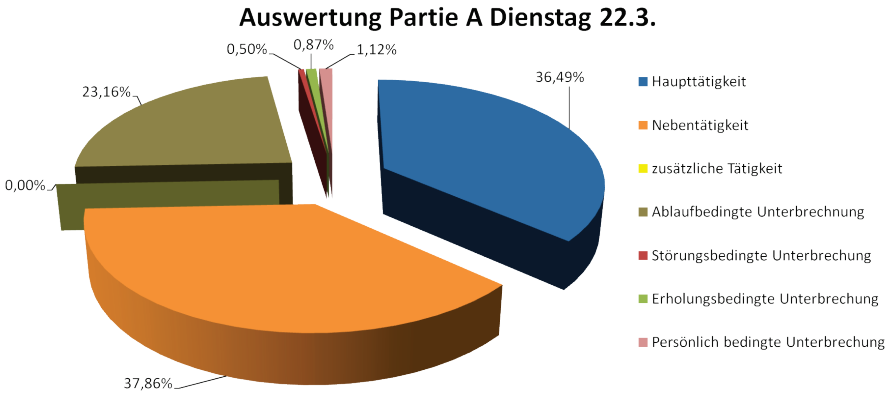


Abbildung 5-9: Auswertung der Partie A Dienstag, 22.März 2011

Aufnahme Mittwoch 23.März 2011

In der Früh (bis ca. 10 Uhr) wurde die Fahrbahnplatte auf Upside von der Partie A fertig geschalt, während Downside die Partei B im Einsatz war. Anschließend erfolgte der Einbau der restlichen Anker in die Stegschalung und das Schalen der Konterschalung für die Bodenplatte. Ab ca. 10 Uhr begann auch der Eisenbieger mit dem Bewehren der Fahrbahnplatte. Am späteren Nachmittag wurden die Hüllrohre in der Fahrbahnplatte von der Partie A verlegt. Die Arbeiter wurden vom Eisenbieger stark behindert. Die Partie A war die einzige der vier Freivorbaupartien, die die Hüllrohre und Ankerköpfe selbständig einbaute, bei allen anderen übernahm dies die *Firma Grund-, Pfahl- und Sonderbau*. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug an diesem Tag ca. 71,5 %. Es wurden 726 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,3 % ergibt.

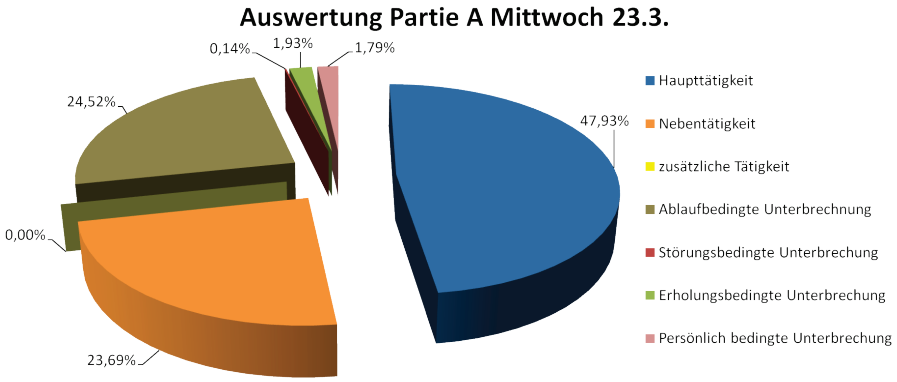


Abbildung 5-10: Auswertung der Partie A Mittwoch, 23.März 2011

Gesamtauswertung Partie A

Fast man alle Aufzeichnungen dieser Partie in einer Grafik zusammen, so ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten ca. 71,2 % betrug. In Summe wurden 2.302 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±1,85 % ergibt.

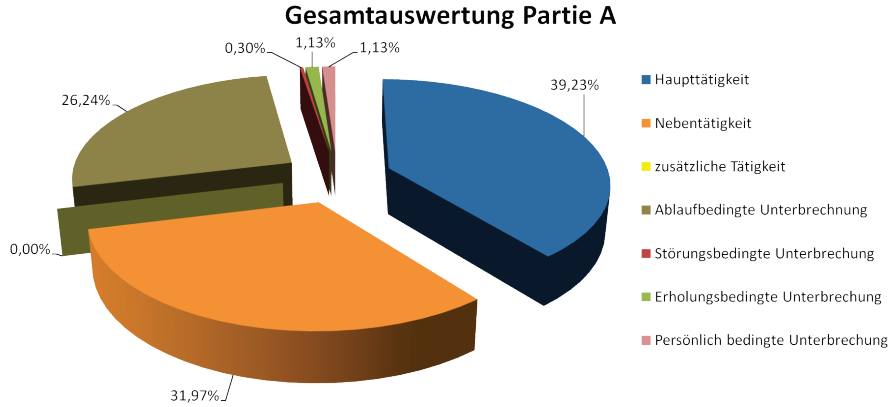


Abbildung 5-11: Gesamtauswertung Partie A

5.2.2 Ergebnisse der Partie B

Die Partie B bestand aus 9 Mann (exkl. Kranfahrer) und machte sowohl Vormittags- (09:00-09:30) als auch Mittagspause (13:00-13:30).

Aufnahme Donnerstag 24.März 2011

Die Partie B war an diesem Tag damit beschäftigt die Konterschalung für die Bodenplatte auf der Downside fertig zu stellen und die Einbauten auf der Fahrbahnplatte auf Down- und Upside zu schalen. Weiteres wurde am Nachmittag alles für das Betonieren vorbereitet. Die Ablaufbedingten Unterbrechungen betrugen über 40 %. Diese kamen einerseits durch das Warten auf die Eisenbieger zustande und sind andererseits dadurch zu begründen, dass ein Großteil der Arbeiten bereits erledigt war. Der

Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag an diesem Tag bei knapp über 54 %. Es wurden 906 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,3 % ergibt.

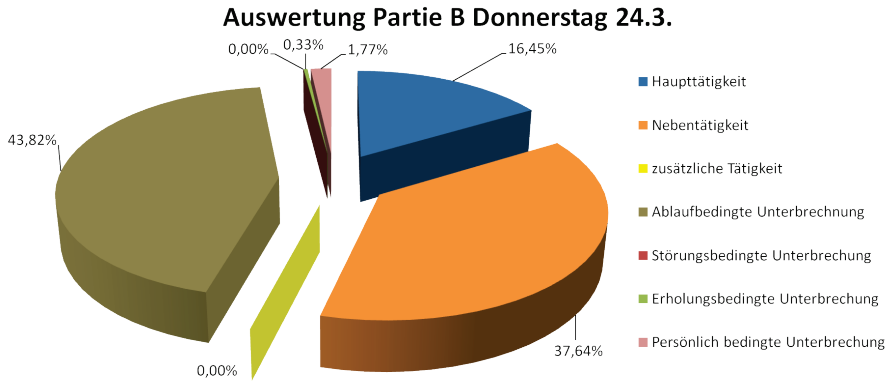


Abbildung 5-12: Auswertung der Partie B Donnerstag, 24.März 2011

Aufnahme Samstag 26.März 2011

Da am Vortag betoniert wurde (Auswertung siehe Kapitel 5.2.5), stand an diesem Tag das Ausschalen und das Vorschieben der Fahrschienen auf dem Programm. Besonders das Entfernen der Stirnabschalung stellte sich als mühsame und intensive Tätigkeit heraus. Dass diese Tätigkeit sehr arbeitsintensiv war, war auch auf das gewählte System zurückzuführen: Um den Verbund mit dem vorigen Segment zu verbessern, wurden auf die Stirnabschalung zwischen den Bewehrungslagen kleine Holzkeile montiert. Diese mussten nach dem Betonieren einzeln aus dem Betonquerschnitt entfernt werden, da sie sich im Regelfall nicht mit der restlichen Stirnabschalung lösten. Am späteren Nachmittag erfolgte das Vorschieben der Fahrschienen auf Down- und Upside. Während dieser Tätigkeit waren die Arbeiter nicht mehr voll ausgelastet. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug an diesem Tag ca. 65,5 %. Die angefallen Stehzeiten waren hauptsächlich bedingt durch die große Anzahl an Arbeitskräften. Es wurden 796 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,3 % ergibt.

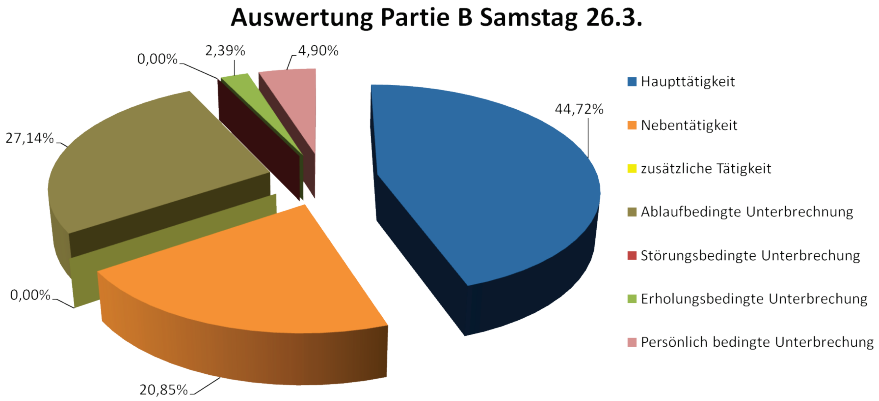


Abbildung 5-13: Auswertung der Partie B Samstag, 26.März 2011

Aufnahme Sonntag 27.März 2011

Ursprünglich hätte in der Früh mit dem Vorspannen des vorigen Abschnitts begonnen werden sollen. Da der Beton morgens nicht die ausreichende Druckfestigkeit von 34 MPa erreichte, welche zum Vorspannen benötigt wird, verzögerte sich das Vorfahren der Freivorbauwagen auf Nachmittag. Bis Mittag bereitete die Partie daher den Innenschalwagen vor und begann zeitgleich mit dem Vorspannen einzelne Anker zu lösen. Die Aufzeichnungen umfassten nur die Arbeiten am Vormittag, da bis zum Mittag eine ausreichende Sicherheit für die Gesamtausarbeitung der Partie erreicht wurde. Obwohl die Partie auf das Vorspannen warten musste und das Entfernen der Anker i.d.R. eine Arbeit ist, bei der größere Stehzeiten anfallen, betrug der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten an diesem Vormittag ca. 63,3 %. Es wurden 440 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±4,5 % ergibt.

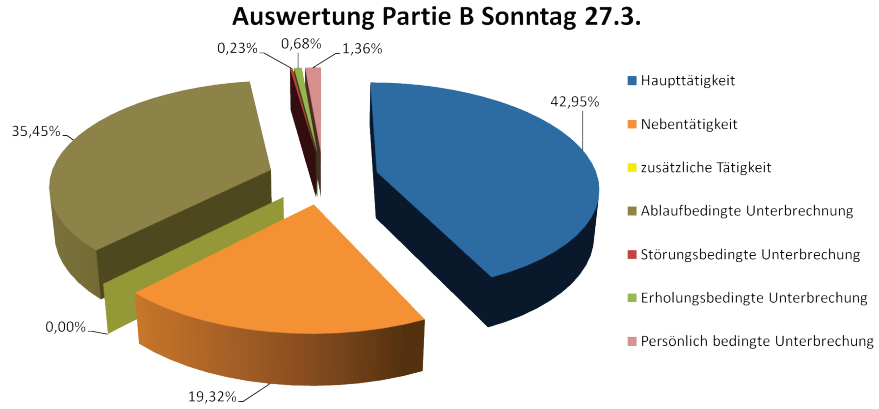


Abbildung 5-14: Auswertung der Partie B Sonntag, 27.März 2011

Gesamtauswertung Partie B

Fasst man alle Aufzeichnungen dieser Partie in einer Grafik zusammen, so ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen

Tätigkeiten ca. 60 % betrug. In Summe wurden 2.142 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,08 % ergibt.

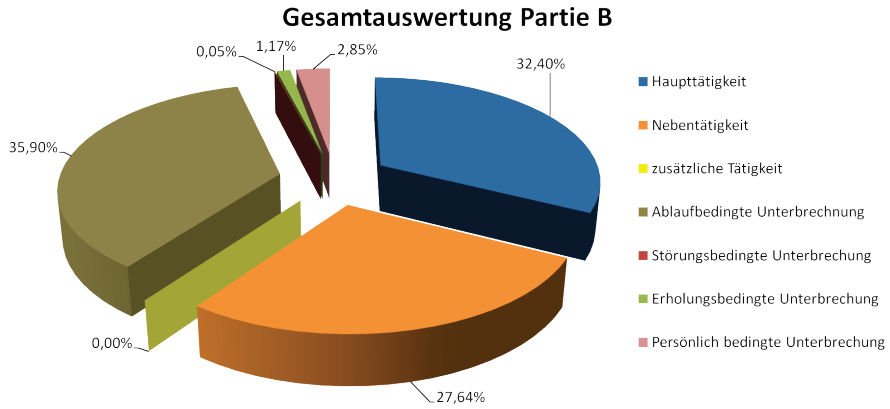


Abbildung 5-15: Gesamtauswertung Partie B

5.2.3 Ergebnisse der Partie C

Die Partie C bestand aus 11 Mann (exkl. Kranfahrer) und machte sowohl Vormittags- (09:00-09:30) als auch Mittagspause (13:00-13:30).

Aufnahme Sonntag 27.März 2011

Die Partie C wurde nur am Nachmittag aufgenommen, da vormittags noch die Aufzeichnungen zur Partie B durchgeführt wurden. Am Nachmittag wurde der Innenschalwagen auf der Upside vorgezogen und die Stegschalung geschlossen. Ein Teil der Partie war am späteren Nachmittag auf der Downside, wo die Innenschalung bereits geschlossen war und der Eisenbieger die Fahrbahnplatte bewehrte. Dort wurden die restlichen Schalungsanker der Stegschalung eingebaut. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag an diesem Tag bei ca. 67 %. Die ablaufbedingten Stehzeiten ergaben sich vor allem durch die große Anzahl an Arbeitskräften. Es wurden 364 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±4,8 % ergibt.

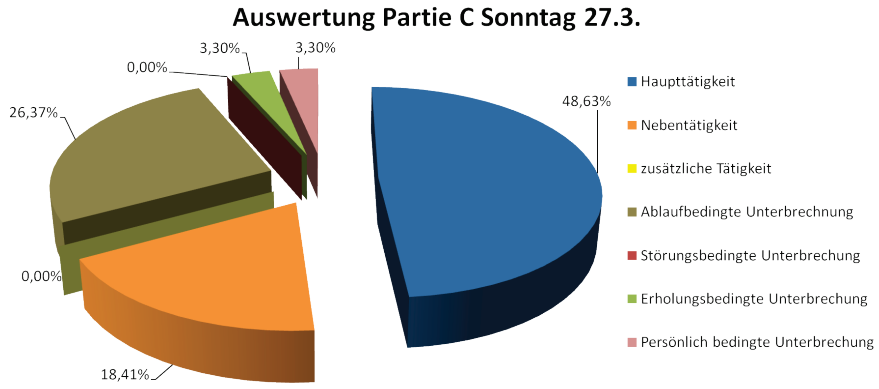


Abbildung 5-16: Auswertung der Partie C Sonntag, 27.März 2011

Aufnahme Montag 28.März 2011

Da bereits beide Innenschalwagen vorgezogen waren, wurden die restlichen Anker für die Stegschalung, die Passflächen und die Konterschalungen für die Bodenplatten geschalt. Bis 16 Uhr war der Großteil der Arbeit erledigt und es wurde anschließend das Betonieren vorbereitet. Von der Bauleitung war geplant das Segment 42-22 am morgigen Tag zu betonieren. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug an diesem Tag ca. 61,3 %. Die ablaufbedingten Stehzeiten ergaben sich vor allem durch die Partiegröße und die angefallenen Arbeiten. Das Vorbereiten der Betonage zählt im Allgemeinen zu einer recht unproduktiven Arbeit. Es wurden 824 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,3 % ergibt.

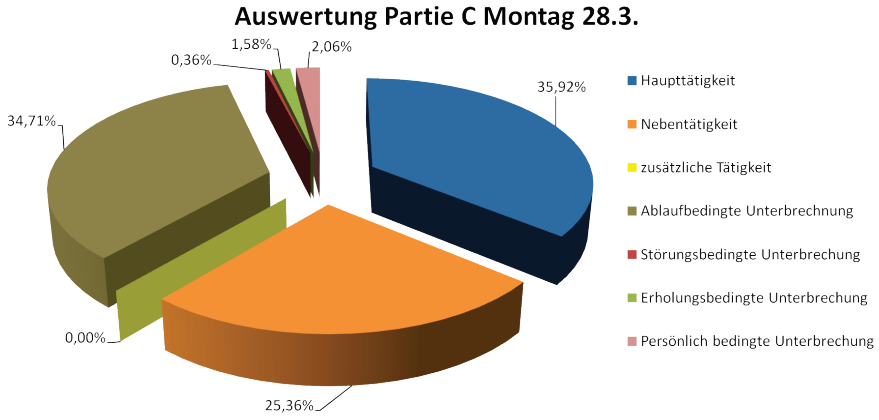


Abbildung 5-17: Auswertung der Partie C Montag, 28.März 2011

Aufnahme Dienstag 05.April 2011

Die Aufnahmen begannen an diesem Tag um ca. 10 Uhr, da vorher die Partie D aufgenommen wurde (siehe Kapitel 5.2.4). Zu Beginn der Aufnahmen war auf der Downside (Kragarmseite C, Upside ist die Partie D) die Konterschalung bereits geschlossen und auch die Stegschalung war bereit zum Betonieren. Bis ca. 11:30 wurde ordentlich zusammen-

geräumt und das Betonieren vorbereitet. Anschließend wurde hauptsächlich auf die Eisenbieger gewartet. Dieser war um ca. 16:00 Uhr fertig. Bis ca. 18:00 wurden die restlichen Einbauten in der Fahrbahnplatte gemacht. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten war an diesem Tag mit ca. 46 % relativ gering. Dies lag hauptsächlich daran, dass die eigentliche Arbeit bis zur Mittagspause erledigt war und nur mehr auf den Eisenbieger gewartet werden musste. Es wurden 695 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,7 % ergibt.

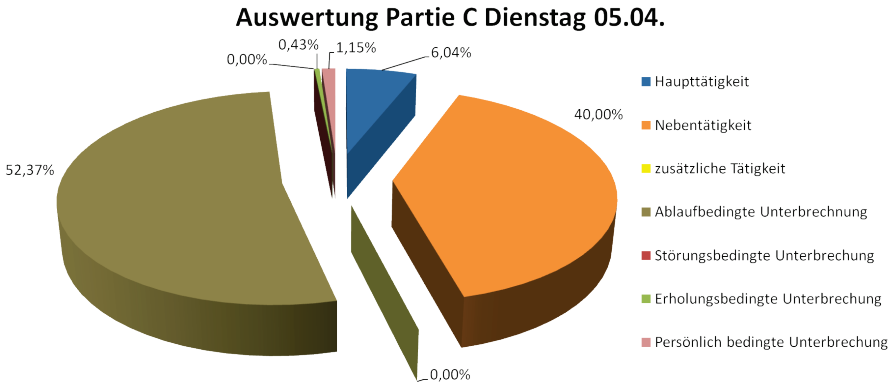


Abbildung 5-18: Auswertung der Partie C Dienstag, 05.April 2011

Gesamtauswertung Partie C

Fast man alle Aufzeichnungen dieser Partie in einer Grafik zusammen, so ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten ca. 56,8 % betrug. In Summe wurden 1.883 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,24 % ergibt.

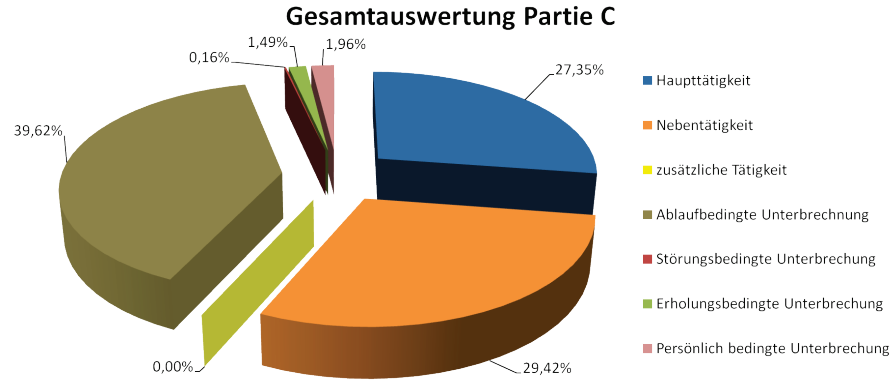


Abbildung 5-19: Gesamtauswertung Partie C

5.2.4 Ergebnisse der Partie D

Die Partie D bestand aus 9 Mann (exkl. Kranfahrer) und machte nur eine große Mittagspause (12:00-13:00).

Aufnahme Sonntag 03.April 2011

Auf Pfeiler 42 wurde gerade das 23. Segment, das letzte Segment im Waagebalken vor dem Lückenschluss, hergestellt. Es war bereits vorgespannt worden und auf der Downside waren die Stege und die Bodenplatte bereits bewehrt. Auf der Upside war der Vorbauwagen soweit wie möglich vorgeschoben, wurde allerdings behindert durch den Freivorbauwagen von Pfeiler 43-Downside. Dieser musste zuerst zurückgefahren werden um den Freivorbauwagen 42-Upside vollständig vorfahren und einrichten zu können. Der Innenschalwagen Downside durfte noch nicht vorgeschoben werden, da nach dem Bewehren beider Bodenplatten und aller vier Stege beide Kragarmseiten nochmals vermessen und die Daten an den Statiker geschickt wurden.

Die Partie D machte in der Früh noch diverse Einbauten in den Stegen auf der Downside und befestigte dort die restlichen Niederhängungs-anker. Anschließend wechselte sie auf die Upside und half auf Pfeiler 43-Downside den Freivorbauwagen abzubauen und rückzufahren, damit der Vorbauwagen 42-Upside vorgezogen werden konnte. Nach der Mittagspause wurden die vordere Arbeitsbühne des Vorbauwagens 42-Upside und auch andere Arbeitsbühnen dieses Vorbauwagens umgebaut, da sonst ein Vorfahren nicht möglich gewesen wäre. Anschließend erfolgte bis zum Abend das Vorfahren und Einrichten des Freivorbauwagens 42-23 Upside. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag an diesem Tag bei ca. 66,7 %. Es wurden 988 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,9 % ergibt.

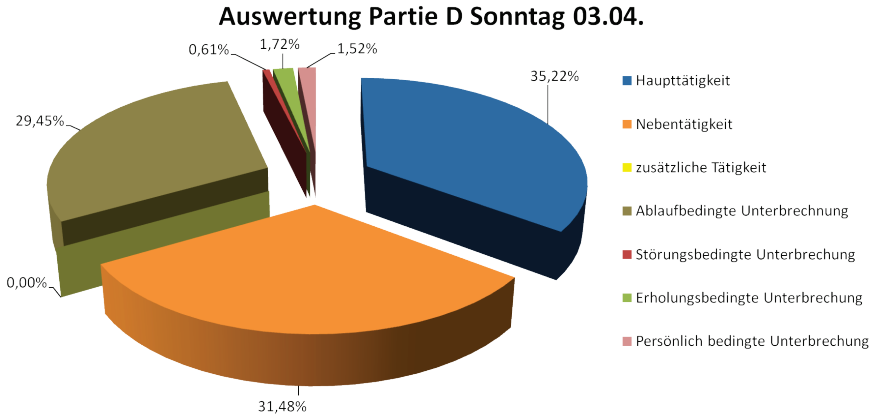


Abbildung 5-20: Auswertung der Partie D Sonntag, 03.April 2011

Aufnahme Montag 04.April 2011

In der Früh wurde auf der Downside der Innenschalwagen vorgezogen und die Stegschalung geschlossen. Bis Mittag wurde auch die Schalung

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

der Fahrbahnplatte fertig geschalt, welche bedingt durch die Lisenen recht kompliziert war. Nach der Mittagspause wechselte die Partie auf die Upside, wo der Eisenbieger bereits die Stege und die Bodenplatte bewehrt hatte. Anschließend wurde auch dort der Innenschalwagen vorgezogen. Die Fahrbahnplatte wurde eingerichtet und die Stegschalung geschlossen. Die Partie arbeitete sehr intensiv und der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug an diesem Tag ca. 74,1 %. Es wurden 842 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±3,0 % ergibt.

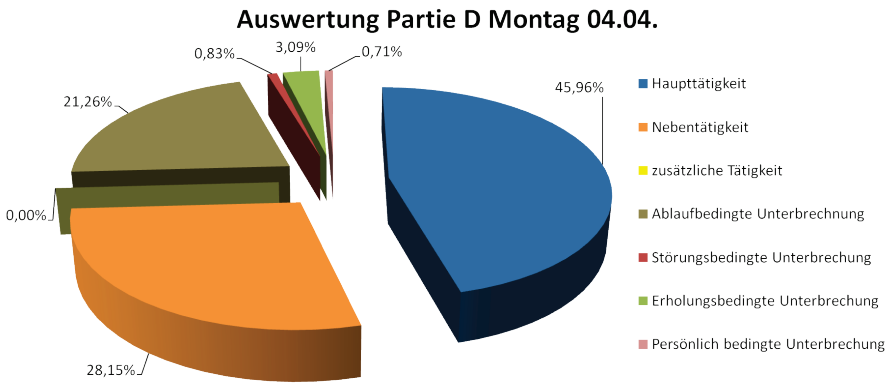


Abbildung 5-21: Auswertung der Partie D Montag, 04.April 2011

Aufnahme Dienstag 05.April 2011

An diesem Tag wurde die Konterschalung für die Bodenplatte auf der Upside geschalt. Downside war die Partie C im Einsatz, die aus dem Wochenende zurückkam. Aufgenommen wurde die Partie bis ca. 10 Uhr, da anschließend die Partie C aufgenommen wurde (siehe Kapitel 5.2.3). Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag bei ca. 73,1 %. Es wurden 160 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±6,8 % ergibt.

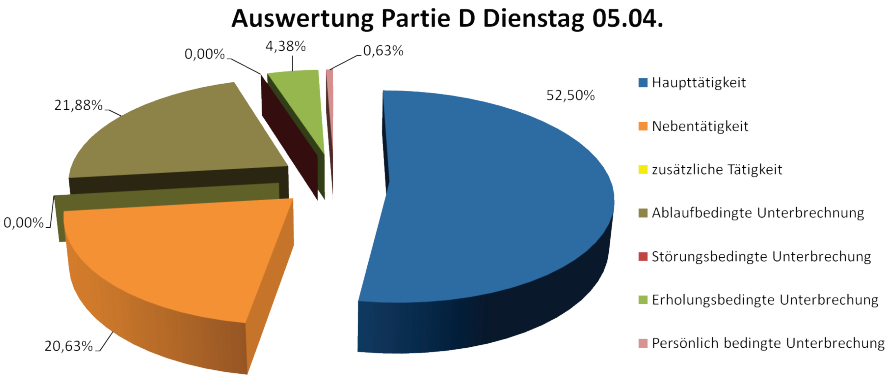


Abbildung 5-22: Auswertung der Partie D Dienstag, 05.April 2011

Gesamtauswertung Partie D

Fast man alle Aufzeichnungen dieser Partie in einer Grafik zusammen, so ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten ca. 70,4 % betrug. In Summe wurden 1.990 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,00 % ergibt.

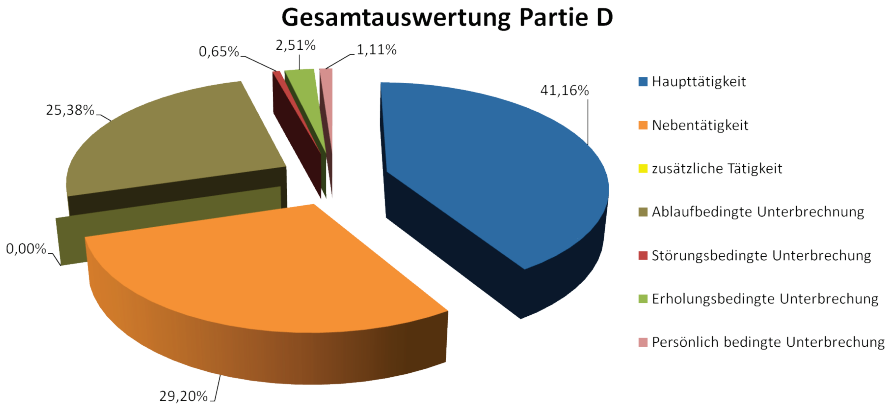


Abbildung 5-23: Gesamtauswertung Partie D

5.2.5 Ergebnisse der Betonieraufnahmen

Betonage Freitag 25.März 2011

Für das Betonieren der Segmente 43-22 waren die Partien B (9 Mann) und eine weitere serbische Partie (8 Mann) im Einsatz, die normalerweise nicht auf den Kragarmen vertreten war. Da die Partie A auf Dekadenpause war, half diese Partie beim Betonieren aus. Die Anzahl der Arbeitskräfte versteht sich exklusive Kranfahrer. Während des Betonierens konnten die Arbeiter individuell die Vormittags- und Mittagspause im Umfang von insgesamt einer Stunde wählen.

Bis einschließlich Segment 21 wurde zuerst das Upside-Segment und anschließend das Downside-Segment betoniert, da nur eine stationäre Betonpumpe am Fuße des Pfeilers 43 zur Verfügung stand. Der Beton wurde zuerst ca. 60 m vertikal auf den Kragarm und anschließend etwa 100 m horizontal zur Einbaustelle gepumpt. Nach Fertigstellung des ersten Segments wurde die Leitung umgelegt (mittels Schieber) und die zweite Kragarmseite betoniert. Aus statischen Gründen war es erforderlich das Segment 23 abwechselnd im Waagebalken zu betonieren. Begonnen wurde auf der Upside mit der Betonage der Bodenplatte und der Stege bis ca. 1 m unter die Fahrbahnplatte. Anschließend wurde auf die Downside gewechselt wo mittels Betonpumpe der vollständige Querschnitt betoniert wurde. Auf Upside wurde währenddessen mit Kranübel weiterbetoniert (Fassungsvermögen ca. 1 m³). Beide Kragarmseiten waren in etwa gleichzeitig fertig. Die Aufzeichnungen ergaben, dass - sofern nur mittels

Betonpumpe betoniert wurde, - 10 Mann ausreichend waren. Für die Betonage mittels Betonkübel kamen nochmals ca.5 Mann dazu.

Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug an diesem Tag ca. 56 %, wobei vor allem die erste Stunde vor Betonierbeginn (Warten auf Beton) und die letzte Stunde nach Betonierende (Aufräumen) sehr unproduktiv waren. Zusätzliche Stehzeiten ergaben sich durch die große Anzahl an Arbeitskräften. Des Weiteren kam es durch das baustelleneigene Mischwerk zu keinen bzw. nur kurzen Wartezeiten auf den Beton. Es wurden 1.245 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,8 % ergibt.

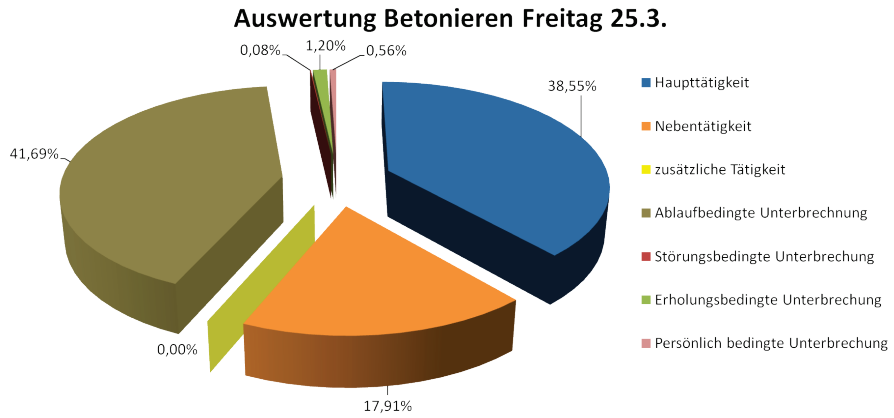


Abbildung 5-24: Auswertung Betonage Freitag, 25.März 2011

Betonage Dienstag 29.März 2011

Für das Betonieren der Segmente 42-22 waren die Partie C (11 Mann) und die Partie D (9 Mann) im Einsatz. Die Anzahl der Arbeitskräfte versteht sich exklusive Kranfahrer. Während des Betonierens konnten die Arbeiter individuell die Vormittags- und Mittagspause im Umfang von insgesamt einer Stunde wählen.

Ähnlich wie bei Segmentpaar 22 auf Pfeiler 43 musste auch bei den Segmenten 42-22 im Waagebalken betoniert werden. Die Bauaufsicht bestand bei diesem Abschnitt auf eine kalte Fuge, wie sie im Plan vorgesehen war. Demnach wurden auf der Downside die Bodenplatte und die Stege (bis ca. 1 m unter Fahrbahnplatte) betoniert, bevor auf die andere Kragarmseite gewechselt und dieser Querschnitt vollständig betoniert wurde. Anschließend wurde auch das Downside-Segment fertigbetoniert. Bedingt durch die vorgesehene kalte Fuge durfte Downside nicht mit Kübel weiter betoniert werden, sondern es musste gewartet werden, bis Upside fertig betoniert war und die Betonpumpe wieder zur Verfügung stand.

Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag an diesem Tag bei ca. 62,8 %. Vor allem die erste Stunde vor Betonierbeginn (Warten auf Beton) und die letzte Stunde nach

Betonierende (Aufräumen) waren unproduktiv. Weitere Stehzeiten ergaben sich durch die große Anzahl an Arbeitskräften. Des Weiteren kam es durch das baustelleneigene Mischwerk zu keinen bzw. nur kurzen Wartezeiten auf den Beton. Es wurden 1.128 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,8 % ergibt.

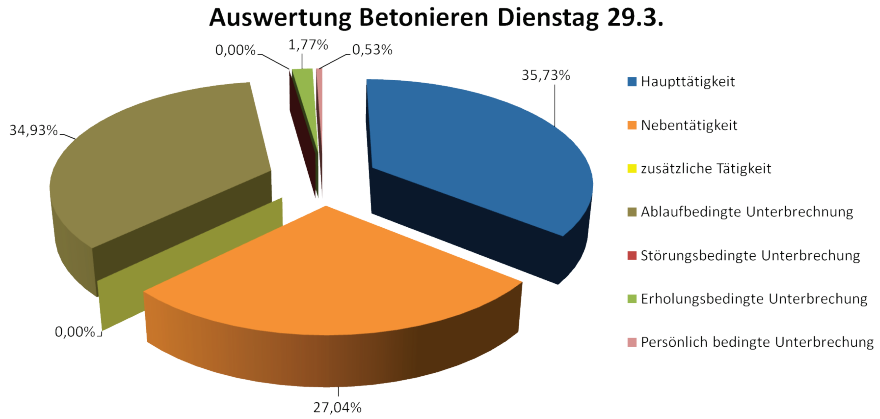


Abbildung 5-25: Auswertung Betonage Dienstag, 29.März 2011

5.2.6 Vergleich der Partien

Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug für die einzelnen Partien zwischen 56,8 % und 71 %. Von großer Bedeutung ist, dass die Prozentzahlen der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten der Partien nicht direkt verglichen werden können, da auch die angefallenen Arbeiten berücksichtigt werden müssen. Um die Partien wirklich vergleichen zu können hätte jede Partie über einen gesamten 7,5-Tages Takt aufgenommen werden müssen. Nachfolgend sind die Anteile der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten, die aufgenommenen Iterationen und die statistischen Sicherheiten der Partien in einer Tabelle zusammengefasst.

	Partie A	Partie B	Partie C	Partie D
Anzahl der Iterationen	2.302	2.142	1.883	1.990
Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten [%]	71,20	60,00	56,80	70,40
Statistische Sicherheit [%]	±1,85	±2,08	±2,24	±2,00

Tabelle 5-1: Vergleich der verschiedenen Partien

In Tabelle 5-1 ist ersichtlich, dass die statistische Sicherheit der Aufzeichnungen im Bereich zwischen ±1,85 % und ±2,24 % liegt. Des Weiteren liegt der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten der Partie A und der Partie D bei ca. 70 %, der der Partien B und C bei ca. 60 %. Auch wenn die Daten, wie bereits erwähnt nicht direkt miteinander verglichen werden können, so kann gesagt werden, dass das von der Bauleitung angestrebte System, auf jedem Pfeiler, eine

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

schwächere einheimische Partie durch eine starke ausländischen Partie zu ergänzen, funktionierte und sich das auch in den Aufnahmen wiederspiegelt.

5.2.7 Zusammenfassung der Ergebnisse

Fast man die Ergebnisse der vier Schalungspartien zusammen, so ist ersichtlich, dass die ablaufbedingten Unterbrechungen ca. ⅓ der Gesamtzeiten betragen und der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten bei ca. 65 % liegt. Für die Zusammenfassung wurde der Mittelwert aus den Ergebnissen der vier Partien gebildet, wobei jede Partie gleich bewertet wurde, unabhängig von der Anzahl der aufgenommenen Iterationen.

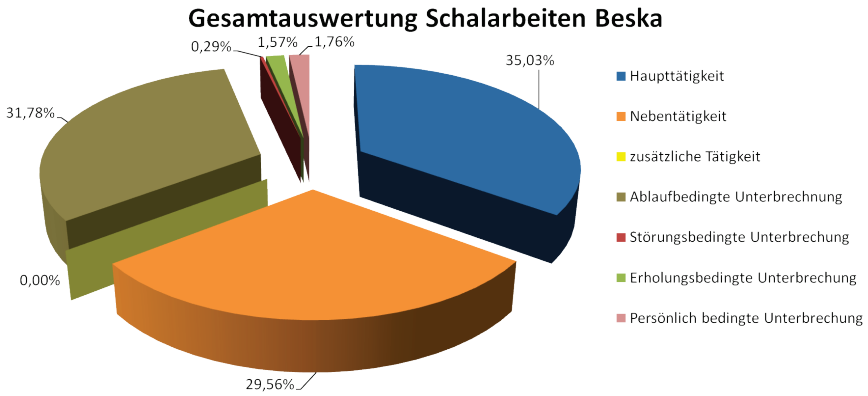


Abbildung 5-26: Auswertung der Schalarbeiten

Die Ermittlung der Zeitarten für die Schalarbeiten erfolgt nach Abbildung 3-4. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5-27 dargestellt.

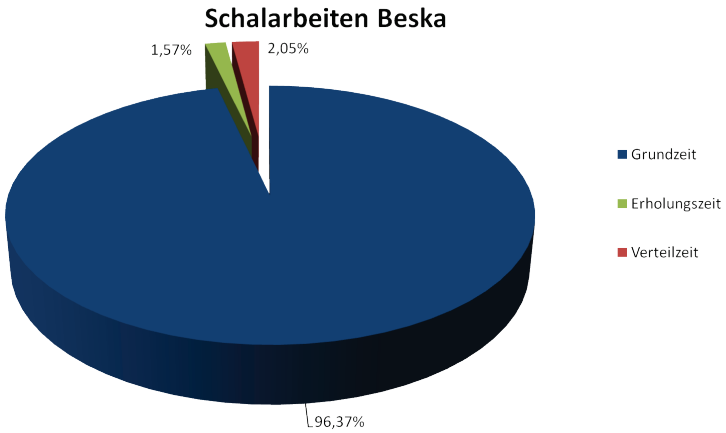


Abbildung 5-27: Verteilung der Zeitarten für die Schalarbeiten

Die Zusammenfassung der Betonierarbeiten liefert die in Abbildung 5-28 dargestellten Ergebnisse. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten liegt bei ca. 60 %, während die ablaufbedingten Unterbrechungen über 38 % betragen. Für die Zusammenfassung wurde

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

der Mittelwert aus den Ergebnissen der Betonierarbeiten vom 25.3.2011 und 29.3.2011 gebildet, wobei jede Partie gleich bewertet wurde, unabhängig von der Anzahl der aufgenommenen Iterationen.

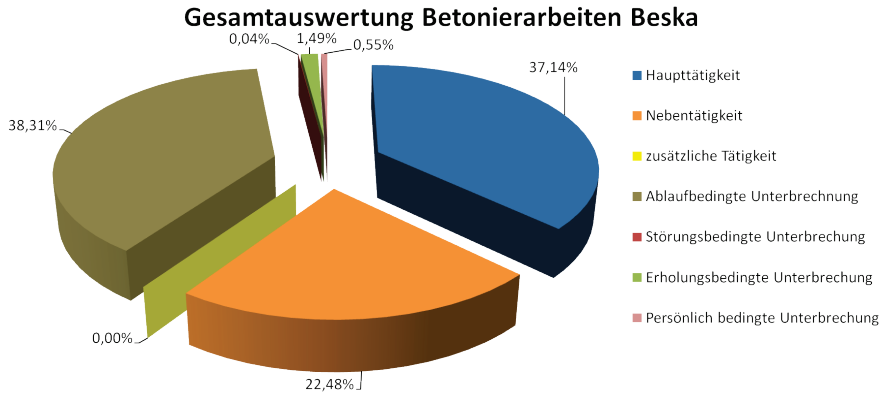


Abbildung 5-28: Auswertung der Betonierarbeiten

Die Ermittlung der Zeitarten für die Betonierarbeiten erfolgt nach Abbildung 3-4. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5-29 dargestellt.

Abbildung 5-29: Verteilung der Zeitarten für die Betonierarbeiten

Die Auswertungen der Schal- und Betonierarbeiten ergeben zusammengefasst die Ergebnisse für die Baustelle in der serbischen Republik. In Summe betrug der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten ca. 63 % der Arbeitszeit und die ablaufbedingten Unterbrechungen ergaben sich zu ca. ⅓ der Gesamtzeiten. Für die Zusammenfassung wurde der Mittelwert aus den Ergebnissen der vier Schalungspartien und der Betonierarbeiten gebildet, wobei jede Partie gleich bewertet wurde, unabhängig von der Anzahl der aufgenommenen Iterationen.

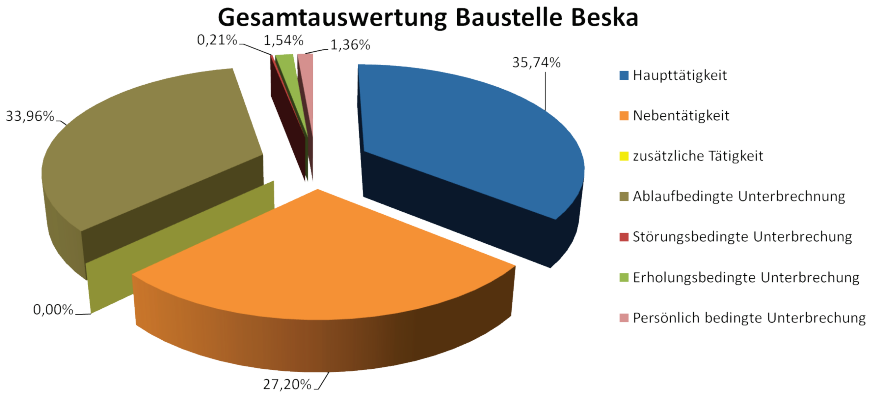


Abbildung 5-30: Auswertung der Schal- und Betonierarbeiten

Die Ermittlung der Zeitarten für die Schal- und Betonierarbeiten erfolgt nach Abbildung 3-4. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5-31 dargestellt.

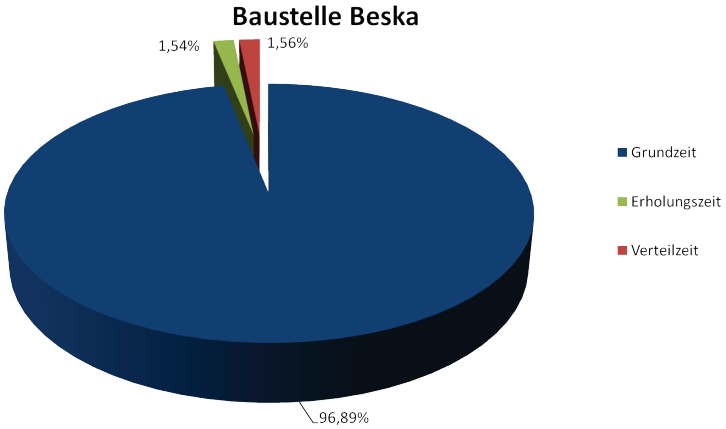


Abbildung 5-31: Verteilung der Zeitarten für die Schal- und Betonierarbeiten

Die Aufnahmen ergaben, dass die ablaufbedingten Unterbrechungen bzw. Stehzeiten während der Schalarbeiten hauptsächlich durch folgende Punkte verursacht wurden:

- Um auf die fast 60 m hohen Pfeiler zu gelangen, war es notwendig die Arbeiter mittels Krankorb vom Pfeilerfuß auf die Kragarme zu heben. Die Krankörbe, stationiert bei Pfeiler 42 und 43, fassten vier Mann und wurden mittels des neben dem Pfeiler positionierten Turmdrehkrans gehoben. Das Kranspiel wurde zu 3 Minuten gemessen. Zu Arbeitsbeginn mussten an den Tagen Dienstag – Donnerstag je zwei Schalungspartien (bis zu 20 Mann) pro Pfeiler auf die Kragarme gehoben werden. Teilweise kamen die Eisenbieger mit bis zu 15 Mann dazu. Daher mussten bis zu 35 Mann auf die Kragarme gebracht werden. Aus den Aufzeichnungen war ersichtlich, dass sich für die Schalungspartien, welche Vormittags- und Mittagspause machten (alle mit Ausnahme der Partie D) im Durchschnitt folgende Stehzeiten durch den Krantransport ergaben:

- Morgen: 10 Minuten
- Vormittagspause: 20 Minuten
- Mittagspause: 20 Minuten
- Abend: 10 Minuten

In Summe ging also eine Stunde der täglichen Arbeitszeit allein durch den Weg zum Arbeitsplatz verloren. Die 20 Minuten Verlustzeit zur Vormittags- und Mittagspause umfassten den Weg vom Kragarm zum Container sowie den Weg vom Container zum Kragarm. Der Weg zum Arbeitsplatz wurde unter ablaufbedingte Unterbrechungen notiert. Somit konnte der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten nur maximal ca. 90 % betragen, da ca. 10 % der Zeit für den Weg zum Arbeitsplatz anfielen. Durch ein anderes Aufzugssystem welches mehrere Personen gleichzeitig befördert hätte, hätte Zeit eingespart werden können. Eine weitere Möglichkeit wäre gewesen, die Mannschaftscontainer auf die Kragarme im Bereich der Hammerköpfe zu stellen. Dies wäre aus platztechnischen Gründen erst nach einigen Takten möglich gewesen, hätte aber eine deutliche Zeitersparnis gebracht. Hinzu kommt, dass die genaue Einhaltung der Pausenzeiten auch von der Arbeitsmoral der Arbeiter abhängt.

- Das Warten auf den Eisenbieger und teilweise das Warten auf die Abnahme durch die örtliche Bauaufsicht führte häufig zu Wartezeiten. Sowohl beim Bewehren der Bodenplatte und der Stege als auch beim Bewehren der Fahrbahnplatte ergaben sich ablaufbedingte Unterbrechungen für die Schalungspartien. In diesem Fall lag es am Vorarbeiter die Arbeiter einzuteilen und etwaige Arbeiten vorzubereiten bzw. Gerät wegzuräumen oder aufzuräumen. Der Eisenbieger lag bei diesem Projekt nicht ausschließlich aber häufig am kritischen Weg. Durch Verlegen der schlaffen Bewehrung während der Nachtschicht, hätte dieser Problematik entgegengewirkt werden können.
- Wurde die notwendige Festigkeit des Betons für das Vorspannen nicht im angestrebten Zeitfenster erreicht, so ergaben sich ebenfalls Stehzeiten. Für den Bauablauf optimal wäre eine Aushärtungsphase von ca. 36 Stunden gewesen. Wäre beispielsweise am Samstag betoniert worden, so hätte am Montagvormittag vorgespannt und am Nachmittag in den nächsten Abschnitt gefahren werden können. Am Sonntag wäre die Stirnabschalung entfernt worden und die Fahrschiene vorgeschoben worden. Vor allem in den Wintermonaten erreichte der Beton die angestrebte Festigkeit häufig erst nach ca. 48 Stunden, obwohl der Querschnitt eingehaust wurde und im Inneren des Hohlkastens Heizkanonen aufgestellt wurden. Daraus ergaben sich Stehzeiten und in weiterer Folge Produktivitätsverluste.

- Das Vorbereiten für die Betonage war prinzipiell eine nicht allzu effektive Arbeit. Die Aufnahmen zeigten, dass etwa 5 Mann ausreichend gewesen wären. Hinzu kommt, dass häufig auf die Eisenbieger gewartet werden musste. Die Innenrüttler und die Einbauten für die Niederhängungsanker in der Fahrbahnplatte konnten erst vorbereitet werden, als der Eisenbieger die Fahrbahnplatte fertig bewehrt hatte.
- Durch die große Anzahl an Arbeitskräften, vor allem die Partie C war mit 11 Mann sehr stark besetzt, ergaben sich häufig ablaufbedingte Unterbrechungen. Die Arbeit am einzelligen Hohlkastenquerschnitt reichte häufig nicht aus, um alle Arbeiter voll zu beschäftigen.
- Während des Vorfahrens und des Einrichtens des Freivorbauwagens kam es zwangsweise zu Stehzeiten. Laut Beobachtungen reichten für das Vorfahren und Einrichten des Freivorbauwagens ca. 5 Mann aus. Zusätzliche Stehzeiten ergaben sich durch das Warten auf den Vermesser während des Einrichtens.
- Zusätzliche Verlustzeiten ergaben sich im Aufnahmezeitraum bei Segment 42-23 Upside, dem letzten Segment im Waagebalken vor dem Lückenschluss: Der Freivorbauwagen konnte nicht vorgeschoben werden, da der Freivorbauwagen von 43-23 Downside ein Vorfahren verhinderte. Hätten die Arbeiten auf Pfeiler 43 früher begonnen, bzw. wären die letzten Takte stärker forciert worden, so wäre es nicht zu diesem Problem und dem Zeitverlust von ca. 2 Tagen gekommen.

Des Weiteren ergaben die Aufnahmen, dass die ablaufbedingten Unterbrechungen bzw. Stehzeiten der Betonierarbeiten hauptsächlich durch folgende Punkte verursacht wurden:

- Auffallend war, dass die erste Stunde vor Betonierbeginn sehr unproduktiv war. Die Pumpleitungen mussten vorbereitet werden und mittels Zementmilch durchgespült werden. Der erste Betonmischer enthielt Zementmilch um die Leitungen zu befeuchten und ein Verstopfen der Leitungen durch den Frischbeton zu verhindern. Obwohl das baustelleneigene Betonmischwerk unmittelbar neben der Mainbridge am linken Flussufer stationiert war, dauerte es in der Früh ca. eine Stunde bis mit dem Einbau des Betons begonnen werden konnte. Durch eine frühere Arbeitsaufnahme des Mischmeisters und der Mischwagenfahrer, hätten die Stehzeiten auf den Kragarmen reduziert werden können.
- Die letzte Stunde nach Betonierende, als die Fahrbahnplatte bereits abgezogen war, stellte sich ebenfalls als sehr unproduktiv heraus. Die Arbeitsgeräte wurden weggeräumt bzw. gereinigt und der Beton zur Vermeidung von Rissen mit einem Flies zugedeckt. Für diese Arbeiten wären anstelle der bis zu 20 Arbeiter ca. 6-8 Mann ausreichend gewesen.

- Bedingt durch die große Anzahl an Arbeitskräften waren die Arbeiter teilweise nicht ausgelastet. Wurde beispielsweise am Mittwoch auf Pfeiler 42 (Partie C und Partie D) betoniert, so waren 20 Arbeitskräfte für das Betonieren eingeteilt. Betoniert konnte aber nur eine Seite werden, da nur eine stationäre Betonpumpe am Fuße des Pfeilers bereit stand. Die Aufnahmen zeigten, dass sofern mit einer Pumpe betoniert wurde ca. 10-12 Arbeitskräfte ausreichend gewesen wären.
- Abgesehen vom Warten auf den ersten Betonmischer, kam es bedingt durch das baustelleneigene Betonmischwerk zu keinen bzw. kurzen Wartezeiten auf den Beton während der Betonage.
- War die eine Seite des Kragarms fertig betoniert, so wurde die Pumpleitung mittels Schieber auf die andere Seite umgelegt. Dadurch kam es zu kurzen Stehzeiten, die sich allerdings nicht vermeiden ließen. Wurde im Waagebalken betoniert, wie beispielsweise Segment 42-22, so musste die Leitung zweimal umgelegt werden. Wäre mit Kübel weiter betoniert worden, wie es bei Segment 43-22 der Fall war, hätte Arbeitszeit eingespart und die Verlustzeiten reduziert werden können.

Im Brückenbau, und im Speziellen im Freivorbau ist die Arbeitsfläche nur begrenzt vorhanden, abhängig vom Freivorbauwagen und der Größe der Arbeitsbühnen. Die von *Hofstadler* [225] angegebene durchschnittliche Mindestarbeitsfläche für Stahlbetonarbeiten im Hochbau von 30 m² pro Arbeitskraft steht im Freivorbau nicht zur Verfügung.

[225] Vgl. HOFSTADLER, C.: Schalarbeiten, S. 447

6 Mures Brücke in der Republik Rumänien

6.1 Allgemeine Projektbeschreibung

In Westrumänien errichtet die Firma *PORR Technobau und Umwelt AG* in einem Joint Venture mit der spanischen Firma *FCC Construction SA* eine Autobahn mit einer Länge von rund 12 km nahe der Stadt Arad. Dieses Projekt ist Teilstück des neuen „Pan European Corridor IV“ der von Dresden in Deutschland bis nach Konstanz am Schwarzen Meer führen wird. Der „Motorway – Arad Bypass“ besteht aus vier Verkehrsknoten, 17 Brückenobjekten und 42 Durchlässen.[226] Die Autobahn mit einer Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h besteht aus je zwei Richtungsfahrbahnen mit einer Breite von 3,75 m sowie einem Pannenstreifen von je 4 m. Herzstück des Projektes ist die 430-Meter-lange Brücke über den Fluss Mures mit einer Hauptspannweite von 150 m, welche im Freivorbauverfahren ausgeführt wird.[227] In Summe handelt es sich um ein Projektvolumen von 107 Millionen Euro, die großteils durch die *Europäische Investment Bank (EIB)* finanziert werden.[228]

Auftraggeber: Romanian National Company of Motorways and National Roads

Joint Venture: Porr Technobau und Umwelt AG – FCC Construction SA

Beton: rund 70.000 m³

Bewehrung: rund 7.000 t

Schüttmaterial: rund 1.900.000 m³

Asphalt: rund 170.000 m³

Rütteldruckverdichtung: rund 11.000 m

Bohrpfähle DN 90, DN 120: rund 9.500 m

Abbildung 6-1: Brücke über die Mures[229]

Der Pauschalauftrag beinhaltet nicht nur die Bauausführung, sondern auch die Planung des gesamten Projektes. Das Planungsteam begann im April 2009 mit seiner Arbeit mit dem Ziel, die Autobahn vertragskonform im April 2011 fertigzustellen. Für die Planung der Mures Brücke wurde das österreichische Ingenieurbüro *DI J. Mayer ZT-GmbH* beauftragt. Aufgrund fehlender Grundstückseinlösen und Behinderungen am Flughafen Arad in der Verantwortungssphäre des Bauherrn, kam es zu Planungs- und in weiterer Folge Bauzeitverzögerungen. Aus diesen Gründen wurde das Projekt Anfang 2010 in drei Bauabschnitte geteilt. Im Mai 2010 konnte für den ersten und unbehinderten Bauabschnitt mit

[226] Vgl. STOPFER, M.: Design & Build – Motorway „Arad Bypass“, http://www.porr.at/porr/porr/German/pn/Design%20&%20Build-Motorway%20Arad%20Bypass.pdf, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 10:54

[227] Vgl. PORR Technobau und Umwelt AG: Project: Design and Build Arad Bypass, http://www.porr.ro/PTU/ptu_romania/English/media/En_Projekt_Arad-Bypass.pdf, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 11:05

[228] Vgl. ARDELEAN, A.: Grünes Licht für die Autobahn West, http://medienforum.infin.ro/infincms/preview_article.php?theid=302&closebutton=yes&pcontenttype=ARTICLE&rcompany_id=10, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 11:14

[229] Vgl. Fa. Alpine Bau GmbH; Fa. Porr Technobau und Umwelt AG: Fotos Muresbrücke Arad

einer Länge von rund 5 km die Baugenehmigung erzielt werden. Derzeit ist der neue Fertigstellungstermin für Frühjahr 2012 geplant.[230]

Vor dem Erteilen der Baugenehmigung konnte mit den Vorbereitungsarbeiten begonnen werden: Es wurden Baustraßen hergestellt, wobei vor allem der Errichtung einer temporären Brückenverbindung über die Mures große Bedeutung zukam. Diese wurde als zweispurige Pontonsbrücke (Schwimmbrücke) mit einer Gesamtlänge von 105 m ausgeführt. Dieses System, wie es auch beim Bundesheer verwendet wird, ermöglichte eine rasche Mobilisierung, jedoch musste bei Hochwasser, welches vor allem im Frühjahr und Sommer 2010 mehrmals auftrat, permanent ein Bagger anwesend sein, um das Treibgut zu entfernen. Des Weiteren waren am linken Ufer der Muresbrücke im Vorlandbereich, aufgrund von ungünstigen Untergrundverhältnissen und Dammhöhen bis zu 10 m, umfangreiche Bodenverbesserungsarbeiten notwendig.[231]

Abbildung 6-2: Pontonsbrücke über die Mures

Die Mures-Brücke hat eine Gesamtlänge von 429,5 m wobei die rechte Vorlandbrücke eine Länge von 89,5 m aufweist, bei Spannweiten zwischen 12,5 m und 18,5 m, und mittels konventioneller Bauweise mit Rüstung und Schalung feldweise betoniert wurde. Am linken Flussufer schließt die Mainbridge direkt an das Widerlager A8 an. Die Mainbridge mit Spannweiten von 95 m + 150 m + 95 m wurde Größtenteils im Freivorbau hergestellt. Lediglich die ersten 17,5 m von Pfeiler P5 und von Widerlager A8 wurden in konventioneller Lehrgerüstbauweise hergestellt, da hier ausreichend tragfähiger Untergrund vorhanden war und der Freivorbau im Waagebalken aufgrund der unterschiedlichen Kragarmlängen von 95 m und 75 m aus dem Gleichgewicht geraten wäre (siehe Pläne im Anhang E). Gegründet sind die Pfeiler der Mures-Brücke auf Bohrpfählen mit einer Länge von bis zu 30 m und einem

[230] Vgl. STOPFER, M.: Design & Build – Motorway „Arad Bypass“, http://www.porr.at/porr/porr/German/pn/Design%20&%20Build-Motorway%20Arad%20Bypass.pdf, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 10:54

[231] Vgl. STOPFER, M.: Design & Build – Motorway „Arad Bypass“, http://www.porr.at/porr/porr/German/pn/Design%20&%20Build-Motorway%20Arad%20Bypass.pdf, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 10:54

Durchmesser von 90 bzw. 120 cm. Im Freivorbau sowie auf Lehrgerüst wurde vorweg nur der Hohlkasten samt Kragarmen hergestellt. Die Randbalken wurden im Nachlauf mit einem separaten Schalwagen gefertigt. Wie den Plänen im Anhang E entnommen werden kann, wurde nur die Mainbridge als Hohlkastenquerschnitt ausgeführt, während die rechte Vorlandbrücke bedingt durch die kurze Stützweite einen Plattenquerschnitt besitzt.

Die Brücke weist im Grundriss eine Klothoidenform auf, welche sich durch die vom Widerlager A1 ausgehende Rechtskurve ergibt. Somit resultiert für die rechte Vorlandbrücke ein Quergefälle zwischen 5,4 % und 4,5 %. Die Querneigung der Mainbridge beträgt im Bereich des Pfeilers P5 4,5 % und verringert sich bis zum Widerlager A8 auf 2,5 %. Der Anhang E beinhaltet einen Plan der die Brücke im Grundriss zeigt. Die Längsneigung beträgt durchschnittlich 1,25 %, wobei sich in Feldmitte, im Bereich des Lückenschlusses ein Längsneigungswechsel ergibt. Von Widerlager A1 aus gesehen, stellt sich somit bis in Feldmitte eine Längssteigung, und ab Feldmitte ein Längsgefälle ein. Die Bezeichnung der Kragarmseiten im Freivorbau wurde mit Land- und Streamside festgelegt. So wurde beispielsweise das 12. Segment flussseitig von Pfeiler P6 mit P6-12 Streamside bezeichnet.

Der Betonbedarf für das gesamte Projekt betrug ca. 70.000 m³. Erzeugt wurde der Beton in einem nahegelegenen Frischbetonmischwerk der Firma *Strabag*. Laut rumänischer Norm darf der Frischbeton vor dem Einbau eine Temperatur von 30 °C nicht überschreiten. Besonders in den Sommermonaten gab es diesbezüglich Schwierigkeiten, da die Kühlung des Betons vom Mischwerk nicht ausreichend bewerkstelligt werden konnte.

6.1.1 Freivorbau

Beim Bau der 150 m weit gespannten Hauptöffnung über die Mures kam der klassische Freivorbau im Waagebalken zum Einsatz. Dabei kamen insgesamt zwei gemietete Schalwagenpaare der Firma *Doka* aus Amstetten zur Anwendung. Der Freivorbau erfolgte unabhängig vom Bau der rechten Vorlandbrücke, sowie unabhängig vom Bau der Mainbridge-Abschnitte auf Lehrgerüst (ersten 17,5 m von Pfeiler P5 bzw. Widerlager A8). Wie bereits erwähnt, wurden Teile der Hauptbrücke mittels konventionellem Lehrgerüst hergestellt, da ansonsten der Freivorbau im Waagebalken aufgrund der unterschiedlichen Kragarmlängen aus dem Gleichgewicht geraten wäre. Die rechte Vorlandbrücke und die Abschnitte auf Lehrgerüst am rechten Flussufer wurden im Frühjahr 2011 fertiggestellt. Mit der Herstellung des Hammerkopfes P6 wurde Ende September 2010 begonnen und dauerte bis Ende November, während der Hammerkopf P7 im Zeitraum Mitte Oktober – Mitte Jänner errichtet wurde. Die 9,2 m hohen Hammerköpfe samt Querriegeln und

Durchgangsöffnung wurden in drei Abschnitten betoniert. Anschließend erfolgte die Montage der beiden Vorbauwagen und das Herstellen der ersten Takte im Waagebalken. Die Herstellung des ersten Taktes dauerte 58 Tage (14-tägige Weihnachtspause bereits abgezogen) auf der P6 und 61 Tage auf der P7. In diesen Taktzeiten sind die Zeiten für den Aufbau der Freivorbauwagen bereits mit einbezogen. Hierbei sei erwähnt, dass vor allem die Witterungsverhältnisse und der strenge rumänische Winter die Aufbauarbeiten verzögerten. Anschließend konnte im Durchschnitt ein 9,25-Tage Takt erzielt werden. Die Taktzeit verkürzte sich mit fortschreitender Segmentzahl nicht wesentlich, da ab Segment 7 Lisenen in der Bodenplatte vorhanden waren, die entsprechend zeitaufwendig zu schalen und zu bewehren waren.

Nach dem Lückenschluss zwischen der P6 und den Segmenten auf Lehrgerüst der P5, sowie dem Lückenschluss in Feldmitte erfolgte zuletzt der Lückenschluss zischen dem Kragarm der P7 Landside und den bereits errichteten Segmenten auf Lehrgerüst des Widerlagers A8.

Für das Vorspannen und somit für das Vorfahren des Freivorbauwagens war eine Mindestdruckfestigkeit des Betons von 34 MPa notwendig. Diese wurde in der Regel nach ca. 36 Stunden Erhärtungszeit erzielt. Wurde beispielsweise am Samstag betoniert, so konnte Montagvormittag bereits vorgespannt werden. Verwendet wurde ein Beton der Klasse C40/45 mit einem Erstarrungsverzögerer von ca. 3 h um einen monolithischen Einbau des Betons gewährleisten zu können.

Der Materialtransport zu den Kragarmen erfolgte hauptsächlich vertikal orientiert über zwei Autokrane, die je nach Bedarf eingesetzt wurden. Zusätzlich stand auf jedem Pfeiler ein fahrbares Hubgerät der Firma Manitou zur Verfügung. Dieses wurde sowohl zum Horizontaltransport auf den Kragarmen eingesetzt, als auch dazu verwendet, kleinere vertikale Hubarbeiten auf die Kragarme zu ermöglichen. Für die Betonage der Freivorbausegmente kamen in der Regel zwei mobile Autobetonpumpen zum Einsatz. Eine Pumpe wurde unmittelbar im Bereich des Landside-Segmentes aufgestellt, während die zweite im Bereich des Hammerkopfes positioniert wurde. Die zweite Pumpe war für die Betonage des Streamside-Segmentes verantwortlich. Daher musste die Betonleitung der Autobetonpumpe mit zunehmendem Bauabschnitt entsprechend verlängert werden.

6.1.2 Querschnittsformen

Die Mainbridge wurde als zweizelliger Hohlkastenquerschnitt mit einer Breite von 27,45 m ausgeführt (inklusive Randbalken). Der Hammerkopf hat eine Höhe von 9,2 m mit zwei, je 1 m dicken Querriegeln. Zwei Querriegel wurden notwendig, weil die Pfeiler nicht als Vollquerschnitt sondern als jeweils zwei Scheiben ausgeführt wurden. Jeder der Querriegel ist über einer Pfeilerhälfte positioniert. Die Dicke der

Bodenplatte beträgt im Bereich des Hammerkopfes 70 cm, die Dicke der Fahrbahnplatte 27 cm. Durch die Länge von 12,5 m ragt der Hammerkopf Land- und Streamside um 3,25 m über den 6 m langen Hammerkopf hinaus. In der Regel ragt der 27,45 m breite Hohlkasten (inklusive Randbalken) in Querrichtung links und rechts je 3,825 m aus (Kragarmbreite). Im Bereich der Pfeiler P6 und P7 verkleinert sich die Kragarmbreite auf 3,325 m, bedingt durch die Pfeilerbreite von 20,8 m. In Abbildung 6-3 und 6-4 ist ein Längs-, bzw. Querschnitt der Hammerköpfe (Pfeiler P6 und P7) dargestellt.

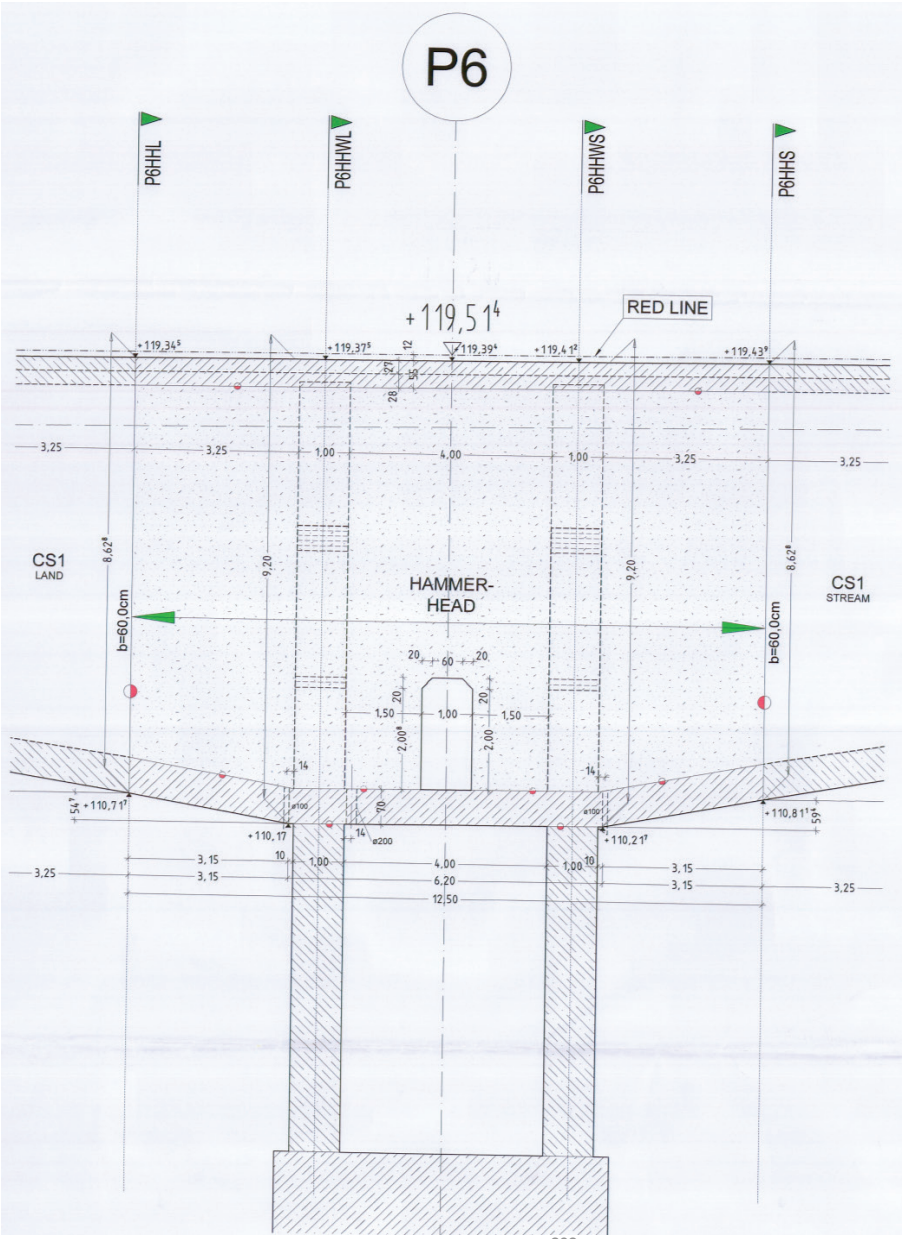


Abbildung 6-3: Längsschnitt des Hammerkopfes[232]

[232] Vgl. Fa. Alpine Bau GmbH; Fa. Porr Technobau und Umwelt AG: Pläne Muresbrücke Arad

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

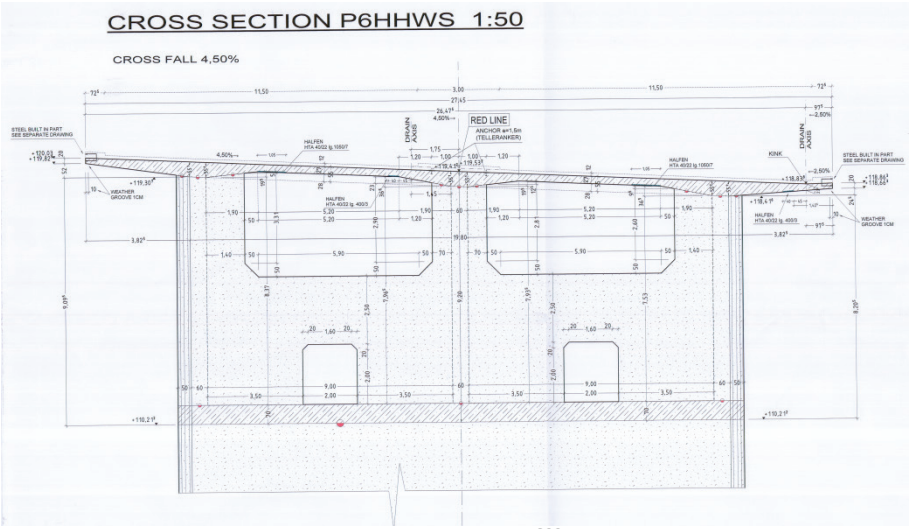


Abbildung 6-4: Querschnitt des Hammerkopfes[233]

Die Segmentlängen der ersten Takte betrugen 3,25 m, 3,50 m bzw. 3,50 m. Die Bauabschnitte 4–7 wurden mit einer Segmentlänge von 4 m errichtet. Alle weiteren Abschnitte wiesen eine Länge von 5 m auf. Die Abschnittslängen im Überblick können den Plänen im Anhang E entnommen werden. Die Länge der Abschnitte ist bedingt durch die Höhe des Hohlkastens und dem daraus resultierenden maximalen Betoniergewicht. In Feldmitte verkleinert sich der Hohlkasten auf 3,8 m bei einer Dicke der Fahrbahnplatte von 27 cm und der Bodenplatte von 22 cm. Auch in Richtung Widerlager A8 bzw. Pfeiler P5 verkleinert sich der Hohlkasten auf dieselben Maße. Die ersten 17,5 m der Mainbridge von Widerlager A8 bzw. Pfeiler P5, welche auf Lehrgerüst hergestellt wurden, weisen ebenfalls dieselben Abmessungen und Dimensionen auf. Die Stege verjüngen sich von einer Breite von 0,60 m am Hammerkopf auf 0,40 m in Feldmitte.

6.1.3 Arbeitsablauf und Partien

Für die Herstellung der Segmente im Freivorbau waren neben zwei österreichischen Partien (Partie E und Partie F) vier rumänische Partien à 6 Mann im Einsatz. Die Partie E bestand aus 7 Mann (inklusive Vorarbeiter), die Partie F ebenfalls aus 7 Mann inklusive Vorarbeiter. Die rumänischen Partien waren den erfahrenen österreichischen Partien unterstellt und unterstützten diese als Helfer. Gearbeitet wurde im Dekadenbetrieb mit einer knapp 2 tägigen Überschneidung der Partien. War nur eine österreichische Partie auf der Baustelle (Dekadenbetrieb) und waren mehrere Arbeiten gleichzeitig notwendig, wie beispielsweise das Vorfahren des Freivorbauwagens auf Pfeiler P7 und das Schalen

[233] Vgl. Fa. Alpine Bau GmbH; Fa. Porr Technobau und Umwelt AG: Pläne Muresbrücke Arad

der Lisenen auf P6, so teilten sich die österreichischen Arbeiter auf die Pfeiler auf und es wurden ihnen jeweils rumänische Helfer zugeteilt. Wie in Abbildung 6-5 ersichtlich, waren an den Tagen Dienstag und Mittwoch (bis ca. 15 Uhr) beide österreichischen und alle vier rumänischen Partien im Einsatz. Bei einer täglichen Arbeitszeit von 10 h/d ergaben sich somit pro Arbeiter und Dekade ca. 87 Arbeitsstunden. Pro Monat und Arbeiter wurde im Durchschnitt 21 Tage gearbeitet. Daraus ergeben sich in etwa 185 Arbeitsstunden/Monat und Arbeiter.

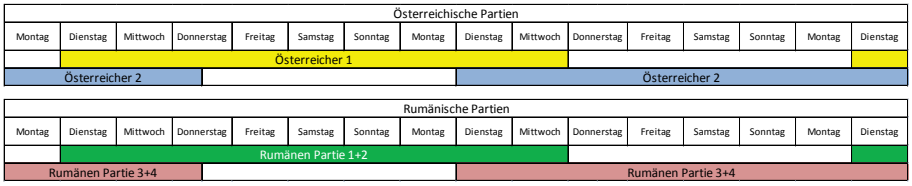


Abbildung 6-5: Dekadenbetrieb auf der Mures Brücke

Neben den 6 angesprochenen Partien, die das Schalen und Betonieren übernahmen, waren noch zwei Partien für die Vorspannung (je drei Mann) und die Eisenbieger (ca. 12-14 Mann) auf den Kragarmen vertreten. Die Vorspannpartien setzten sich zusammen aus je einem österreichischen Vorarbeiter und 2 rumänischen Arbeitern, die den Vorarbeiter als Helfer unterstützten. Die Eisenbieger waren in der Regel zwischen 12 und 14 Mann, ergänzt durch einen Polier. Die Anzahl der Eisenbieger richtete sich nach den Lisenen in der Bodenplatte: Waren Lisenen vorhanden, welche sehr aufwendig zu bewehren waren, so musste die Leistung der Eisenbieger durch eine größere Anzahl an Arbeitskräften gesteigert werden. Die Anzahl der Arbeitskräfte für das Verlegen der schlaffen Bewehrung hatte keinen Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit der Baustelle, da das Subunternehmen pro eingebauter Tonne Stahl pauschal und nicht nach Arbeitskräften bezahlt wurde.

Als Vertragssprache wurde Englisch vereinbart, wenngleich das Führungspersonal, sprich Bauleitung und Poliere, größtenteils Deutsch sprachen. Die Bauleitung bestand aus Österreichern, Deutschen, und Rumänen. Da in Rumänien bis dato nahezu ausschließlich Fertigteilbrücken gebaut worden waren, und es sich um das erste Ortbetontragwerk dieser Art handelte, waren die Erfahrungen und die fachliche Kompetenz der Österreicher und Deutschen für dieses Projekt unverzichtbar. Um die Kommunikation der österreichischen Arbeiter mit den rumänischen Arbeitern gewährleisten zu können, waren jeweils rumänische Vorarbeiter im Einsatz, die über ausreichende Deutschkenntnisse verfügten.

Im Durchschnitt wurden für die Herstellung eines Taktes 9,25 Arbeitstage benötigt. In Abbildung 6-6 ist als Beispiel ein 9-Tages Takt dargestellt. Auf Pfeiler P6 wurde am Freitag, auf Pfeiler P7 am Montag bzw. am Mittwoch betoniert. Betrachtet man den Takt genauer, so ist erkennbar, dass der Eisenbieger bei diesem Projekt am kritischen Weg lag. Besonders an den Tagen Dienstag und Mittwoch, als alle

Schalungspartien anwesend waren kam es zu Stillstandszeiten in Folge der Bewehrer. Daher hätte das Verlegen der schlaffen Bewehrung möglichst während der Nachschicht erfolgen sollen. In folgender Abbildung wurden die Schaler in zwei Partien nach dem Dekadenbetrieb eingeteilt. Dieser Ansatz stützt sich auf die Überlegung, dass die österreichischen Partien jeweils von 2 rumänischen Partien unterstützt wurden. So steht beispielsweise die Bezeichnung „Schalen 1“ sowohl für eine österreichische Partie (Partie E oder Partie F) und zwei rumänische Partien.

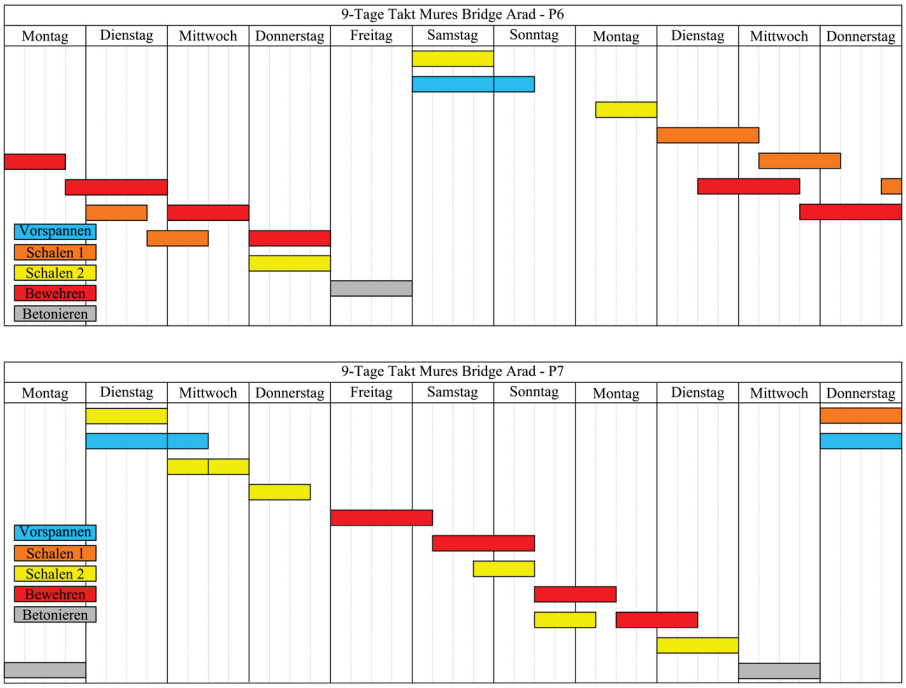


Abbildung 6-6: Arbeitsablauf Arad

In Abbildung 6-6 ist der Arbeitsablauf der beiden Waagebalkensysteme dargestellt. Auf Pfeiler P6 gliederte sich der Ablauf wie folgt (Bewehrungsarbeiten sind nicht beschrieben):

- Montag: Die anwesende Schalungspartie wird auf Pfeiler P7 gebraucht.
- Dienstag (2 Schalungspartien anwesend): Vorziehen der Innenschalwagen und Schließen der Stegschalung Landside, Vorziehen der Innenschalwagen Streamside.
- Mittwoch (Schalungspartien fahren um 15 Uhr nach Hause): Schließen der Stegschalung Streamside, Beginn Lisenen- und Konterschalung Bodenplatte.
- Donnerstag: Lisenen- und Konterschalung Bodenplatte, Vorbereiten Betonage, Einbauten auf Kragarmen.
- Freitag: Monolithisches Betonieren des gesamten Hohlkastenquerschnitts.

- Samstag: Entfernen der Stirnabschalung, Vorschieben der Fahrschienen, Lösen und Reinigen der Steginnenschalung; Vorbereiten der Spannarbeiten und Einschießen der Spannkabel.
- Sonntag: Die anwesende Schalungspartie wird auf Pfeiler P7 gebraucht; Vorspannen des vorherigen Querschnitts
- Montag: Vorfahren und Einrichten Freivorbauwagen Landside.
- Dienstag (2 Schalungspartien anwesend): Vorfahren und Einrichten Freivorbauwagen Streamside.
- Mittwoch (Schalungspartien auf P7 fahren um 15 Uhr nach Hause): Einrichten Freivorbauwagen Streamside, Vorziehen der Innenschalwagen und Schließen der Stegschalung Landside.

Auf Pfeiler P7 lief der Takt 3 Tage versetzt (Bewehrungsarbeiten sind nicht beschrieben):

- Montag: Monolithisches Betonieren des gesamten Hohlkastenquerschnitts.
- Dienstag (2 Schalungspartien anwesend): Entfernen der Stirnabschalung, Vorschieben der Fahrschienen, Lösen und Reinigen der Steginnenschalung; Vorbereiten der Spannarbeiten und Einschießen der Spannkabel.
- Mittwoch (Schalungspartien auf P6 fahren um 15 Uhr nach Hause): Vorfahren und Einrichten Freivorbauwagen Landside; Vorspannen des vorherigen Querschnitts.
- Donnerstag: Vorfahren und Einrichten Freivorbauwagen Streamside.
- Freitag: Die anwesende Schalungspartie wird auf Pfeiler P6 gebraucht.
- Samstag: Die anwesende Schalungspartie wird großteils auf Pfeiler P6 gebraucht. Beginn Vorziehen der Innenschalwagen Landside.
- Sonntag: Schließen der Stegschalung Landside, Vorziehen der Innenschalwagen und Schließen der Stegschalung Streamside.
- Montag: Schließen der Stegschalung Streamside. (Anschließend Wechsel auf die P6)
- Dienstag (2 Schalungspartien anwesend): Lisenen- und Konterschalung Bodenplatte, Vorbereiten Betonage, Einbauten auf Kragarmen.
- Mittwoch (Schalungspartien fahren um 15 Uhr nach Hause): Monolithisches Betonieren des gesamten Hohlkastenquerschnitts.

In Abbildung 6-6 wurde versucht den 9-Tages Takt grafisch darzustellen. Es sei angemerkt, dass sofern mehrere Tätigkeiten gleichzeitig zu erledigen waren, sich die Partien auf die Kragarme aufteilten. Dies wurde in dieser Grafik der Übersicht halber nicht dargestellt. Der dargestellte

Takt soll lediglich der Orientierung und der Übersicht dienen. Genaue Dauern für die einzelnen Tätigkeiten können der Nachkalkulation in Kapitel 7 entnommen werden. Weiteres sind für das Vorspannen 1,5 Tage eingetragen, wobei ca. 1 Tag zum Einschießen der Spannkabel und ½ Tag zum Vorspannen benötigt wurde. Für das Verlegen der Hüllrohre wurde im Durchschnitt 1 Tag benötigt, wobei im Bereich der Hammerköpfe wesentlich mehr Zeit benötigt wurde als in Feldmitte (Anzahl der Hüllrohre). In Abbildung 6-6 ist weder das Verlegen der Hüllrohre noch das nachträgliche Verpressen der Spannkabel dargestellt. Dabei wurde je Segmentpaar ca. 1 Tag zum Aufbauen und 1 Tag zum Verpressen benötigt. Der Eisenbieger benötigte ca. 2,5 Tage zum Bewehren der Bodenplatten und der Stege (Land- und Streamside gemeinsam) und weitere 2 Tage für das Verlegen der Bewehrung in den Fahrbahnplatten und das Bewehren der Lisenen.

6.1.4 Teilabläufe Arad

Die Teilabläufe für einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt wurden bereits in Kapitel 2.2.1 dargestellt und erläutert. Da es sich bei diesem Projekt um einen zweizelligen Hohlkastenquerschnitt handelte, ergeben sich auch Unterschiede im Ablaufschema. Daher werden die Teilabläufe für die Mures Brücke in diesem Kapitel nochmals dargestellt.

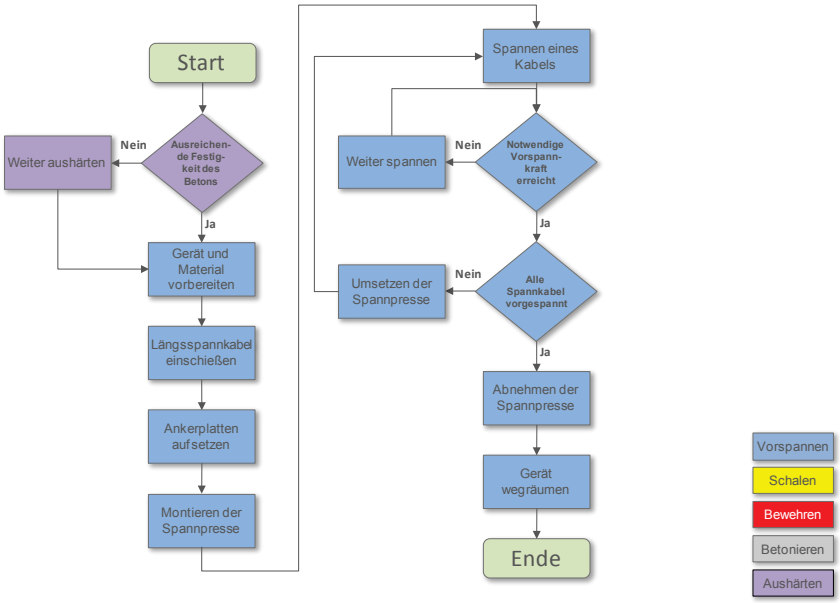


Abbildung 6-7: Teilablauf Vorspannen

Der Teilablauf Entfernen der Stirnabschalung und Vorfahren des Freivorbauwagens ähnelt ebenfalls dem in Kapitel 2.2.1 vorgestelltem Ablauf. Wesentliche Unterschiede ergeben sich durch den Freivorbauwagen der Firma *Doka* und den zweizelligen Hohlkastenquerschnitt. Sämtliche Anker wurden beim *Doka* Freivorbauwagen mittels Hydraulik betätigt. Beim Einsatz des Freivorbauwagens der Firma

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

Structuras auf der Beska Brücke in Serbien mussten die Justieranker per Hand eingestellt werden, was einen zusätzlichen Arbeitsaufwand verursachte. Des Weiteren mussten beim zweizelligen Hohlkasten-querschnitt vier Innenschalwagen weggefahren, gereinigt, geschlossen und wieder aufgebockt werden, um deren Mitziehen während des Vorfahrens zu verhindern. Auf der Beska Brücke wurden die Steginnenschalungen weggefahren und gereinigt. Für das Vorfahren der Freivorbauwagen war es nicht notwendig diese wieder zu schließen bzw. mit Holz aufzubocken.

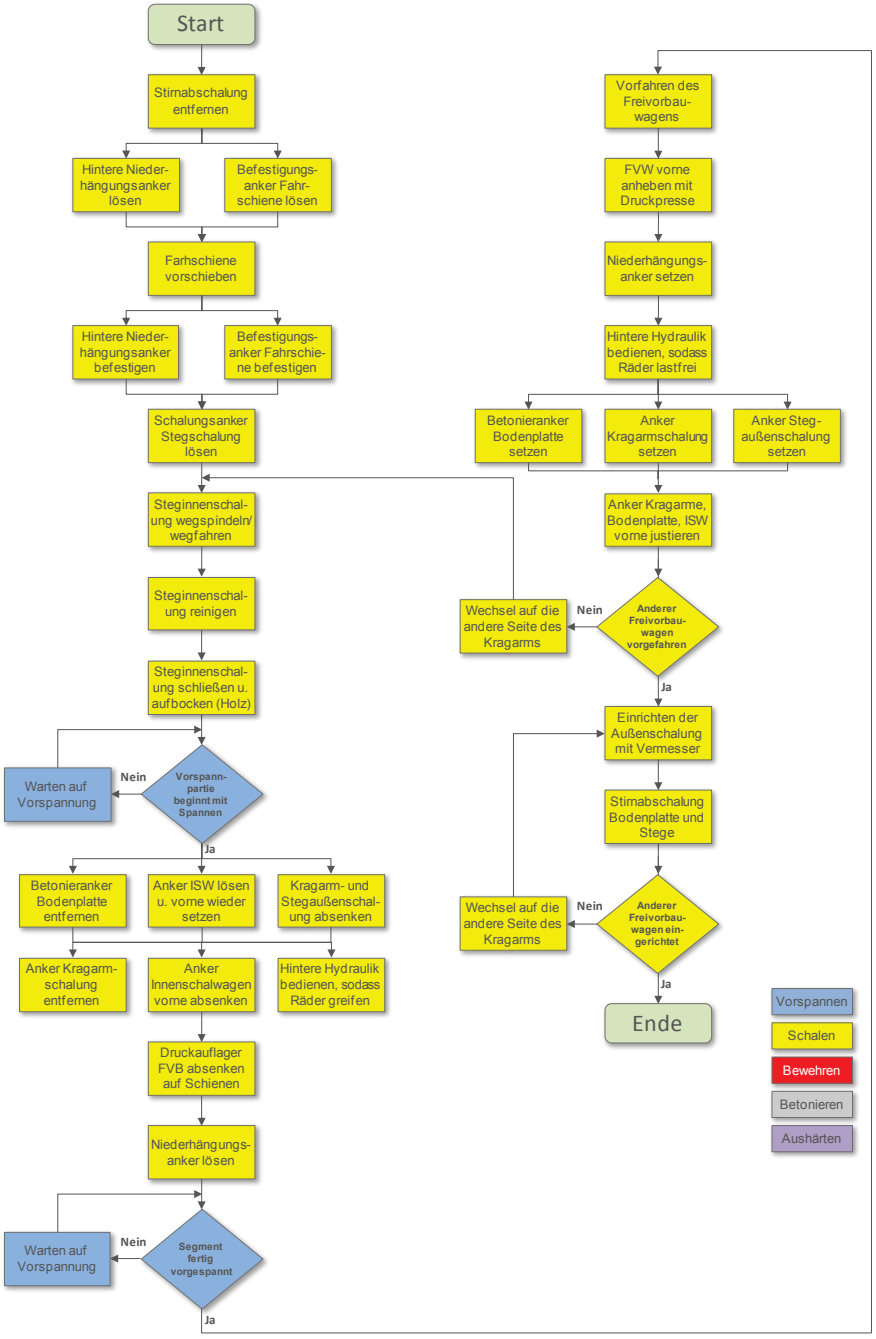


Abbildung 6-8: Teilablauf Außenschalung

Das Bewehren der Bodenplatte und der Stege unterscheidet sich kaum von dem in Kapitel 2.2.1 vorgestellten Ablauf. Auf Grund der Querschnittsform ergaben sich drei zu bewehrende Stege und zwei zu bewehrende Bodenplatten je Segment. Für das Verlegen der Bewehrung im mittleren Steg wurde vorweg die Stirnabschalung gestellt. Dadurch war es möglich, die in Längsrichtung verlaufenden Stäbe zu verlegen bzw. in die Löcher in der Stirnabschalung einzufädeln. Anschließend wurde die vertikale Bewehrung gestellt. Das Bewehren der beiden äußeren Stege erfolgte nach demselben System wie in Serbien. Nicht unerwähnt soll bleiben, dass besonders das Bewehren der Lisenen viel Zeit in Anspruch nahm.

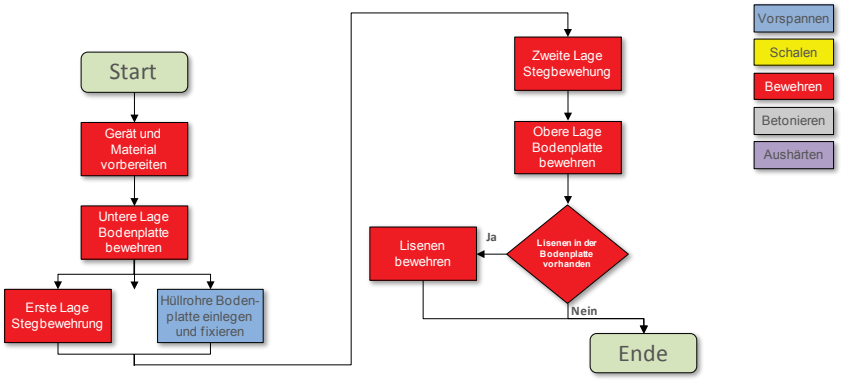


Abbildung 6-9: Teilablauf Bewehren der Bodenplatte und Stege

Wie erwähnt, mussten bedingt durch die Querschnittsform zwei Innenschalwagen je Segment vorgezogen werden. Das Vorziehen an sich und das Schließen der Stegschalungen erfolgte in der Regel in einem ½ bis ¾ Tag. Aufwendig herzustellen waren die Konterschalungen für die Bodenplatten und insbesondere die Lisenenschalungen. Vor allem die Lisenen im mittleren Steg benötigten viel Zeit.

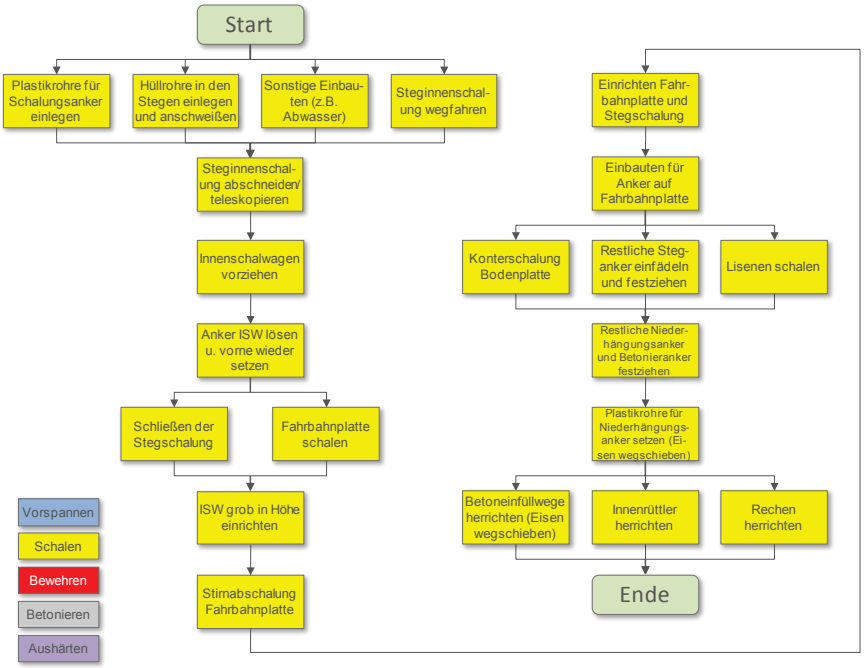


Abbildung 6-10: Teilablauf Vorziehen des Innenschalwagen

Beim Bewehren der Fahrbahnplatte gab es keine Unterschiede zu dem Ablaufschema in Serbien. Der Vollständigkeit halber ist dieser Teilablauf dennoch dargestellt. Zu beachten ist, dass sich der Eisenbieger ständig mit den Kollegen von der Vorspannung zu koordinieren hatte.

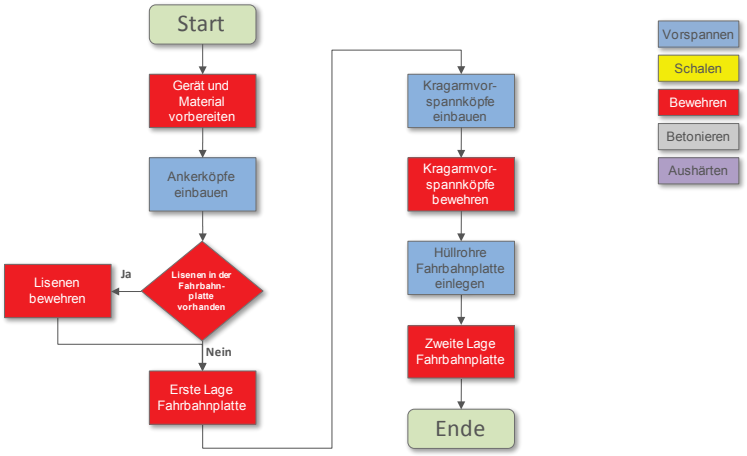


Abbildung 6-11: Teilablauf Bewehren der Fahrbahnplatte

Das Betonieren des Querschnitts erfolgte wie bereits erwähnt mittels zweier mobiler Autobetonpumpen. Der Teilablauf gestaltete sich ähnlich wie in Kapitel 2.2.1 vorgestellt mit dem Unterschied, dass nach dem Anbetonieren der Stege direkt die Bodenplatten betoniert wurden ohne die Stege weiter anzubetonieren. In Abbildung 6-12 ist die Betonier-reihenfolge der Mures Brücke dargestellt. Bevor mit der Betonage begonnen werden konnte wurden die Leitungen mittels Zementmilch durchgespült um ein Steckenbleiben des Frischbetons zu verhindern.

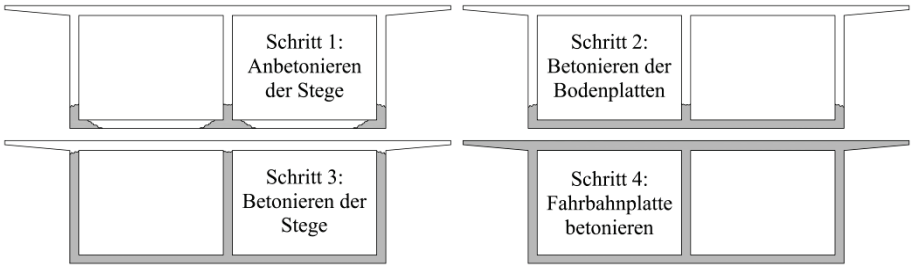


Abbildung 6-12: Betonierreihenfolge Mures Brücke Arad

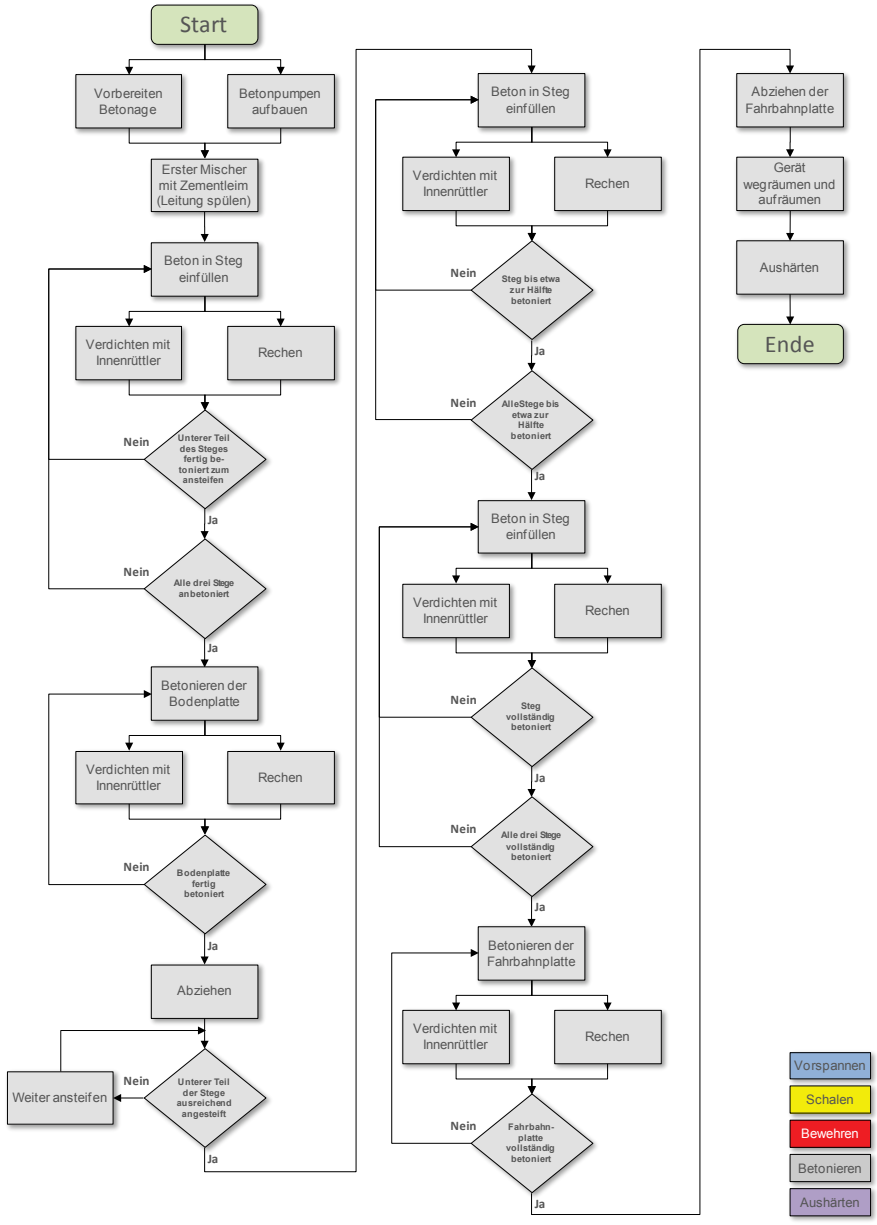


Abbildung 6-13: Teilablauf Betonieren

6.2 Baustellenbeobachtungen

Während der Baustellenbeobachtungen wurden die Schalungspartien über einen Zeitraum von jeweils 2,5-3 Tagen beobachtet. Wie bereits erwähnt, waren die rumänischen Partien den österreichischen Partien unterstellt und unterstützten diese als Helfer. Da sich die Arbeitskolonnen aus österreichischen und rumänischen Arbeitern zusammensetzten, wurden sowohl die Österreicher als auch die Rumänen aufgenommen. Abhängig von der Zusammensetzung und der Größe der Partien wurden unterschiedliche statistische Sicherheiten für die Gesamtauswertung der Partien erreicht. Für die Auswertung der Teilabläufe, beispielsweise das Vorfahren des Freivorbauwagens, ergaben sich nach der Multimoment-Hauptformel (siehe Kapitel 3.5.2) bei einer statistischen Sicherheit von 95 % Standardabweichungen von über ±5,3 %, bedingt durch die kurze Aufnahmedauer. In der Regel wurden Standardabweichungen von ca. ±2,4-4,5 % für die Teilabläufe erreicht. Die Standardabweichung der Gesamtauswertung betrug bei einer statistischen Sicherheit von 95 % zwischen ±1,76 % und ±1,85 % wie im Folgenden erläutert wird. Zur Erinnerung wird die Multimoment-Hauptformel nochmal erläutert:

$$f_i = \pm 1{,}96 * \sqrt{\frac{p * (100 - p)}{n}}$$

Formel 6-1: Multimoment Hauptformel für die statistische Sicherheit von 95 %[234]

- f….. Vertrauensbereich
- p….. Prozentuale Anteile der betreffenden Ablaufarten
- n….. Anzahl der Beobachtungen

6.2.1 Ergebnisse der Partie E

Die Partie E bestand aus 7 Arbeitern (exkl. Kranfahrer) und machte sowohl Vormittags- (09:00-09:30) als auch Mittagspause (12:00-12:30). Unterstützt wurde die Partie von bis zu 18 rumänischen Arbeitern.

Aufnahme Montag 23.Mai 2011

Auf Pfeiler P7 wurde am Vormittag betoniert. Ab ca. 10:00 Uhr wechselten 6 Arbeiter (3 Österreicher und 3 Rumänen) auf Pfeiler P6 um den Freivorbauwagen Streamside einzurichten. In diesem Takt waren die Schaltafeln auf der Bodenplatte umgedreht worden, da die Schalhaut durch die mehrfache Verwendung bereits Abnützungserscheinungen aufwies. Aufgenommen wurden nur die Arbeiter, welche mit dem

[234] REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung, S.67

Einrichten des Freivorbauwagens beschäftigt waren. Eingerichtet wurde zuerst mittels Nivelliergerät und anschließend mit Hilfe des Vermessers. Daraufhin wurde die Stirnabschalung für die Stege und die Bodenplatte gestellt, sodass der Querschnitt bereit zum Bewehren der Bodenplatte und Stege war. Die Arbeiter arbeiteten effektiv und waren um ca. 14:30 fertig. Zu dieser Uhrzeit beendeten sie auch die Arbeitstätigkeit für diesen Tag, da bereits um 04:00 Uhr mit dem Vorbereiten für das Betonieren begonnen wurde. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag and diesem Tag bei ca. 70,1 %, wobei die persönlich und erholungsbedingten Unterbrechungen über 5 % der Arbeitszeit ausmachten, bedingt durch die hohen Temperaturen von über 30 °C auf den Kragarmen. Es wurden 291 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±5,3 % ergibt.

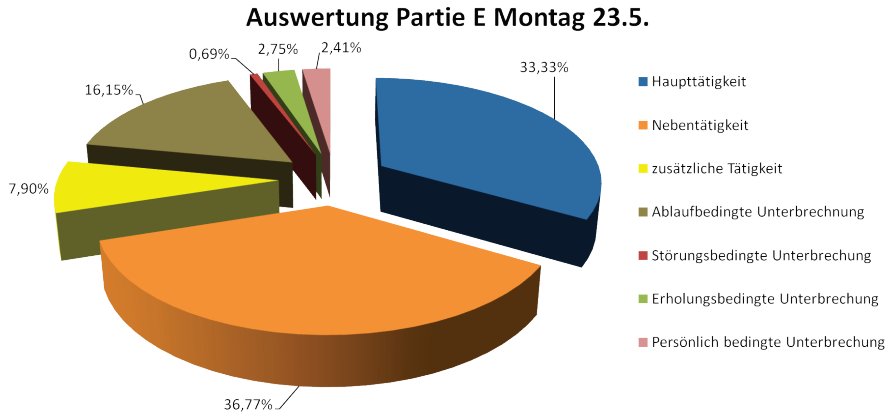


Abbildung 6-14: Auswertung der Partie E Montag, 23.Mai 2011

Aufnahme Dienstag 24. Mai 2011

Da auf Pfeiler P7 am Vortag betoniert wurde, stand das Ausschalen und Entfernen der Stirnabschalung, sowie das Vorschieben der Fahrschienen und das Einschießen der Spannkabel an. Am Vormittag waren 5 Österreicher und ca. 17 Rumänen auf der P7, die am Nachmittag teilweise auf die P6 wechselten, um die Partie F beim Vorziehen der Innenschalwagen auf der Landside und dem Schalen der Konterschalung für die Bodenplatte zu unterstützen. Das Entfernen der Stirnabschalung war arbeitsintensiv, allerdings leichter als bei der Donaubrücke in Serbien. Um den Verbund zum vorigen Segment zu verbessern, wurden auf die Stirnabschalung zwischen den Bewehrungslagen keine Holzkeile montiert, sondern Plastiknoppen aufgetackert. Diese Noppen waren wesentlich einfacher und teilweise in einem Zug zu entfernen. Nach dem Entfernen der Stirnabschalung wurde die Stegschalung weggefahren, abgeschnitten, gereinigt und wieder geschlossen. Damit der Innenschalwagen beim Vorfahren des Freivorbauwagens nicht mitgezogen wurde, wurde er mit Holzkeilen aufgebockt. Drei der vier Innenschalwagen wurden von den Arbeitern an diesem Nachmittag hergerichtet. Die Arbeiter waren gut eingeteilt und arbeiteten

vor allem am Vormittag sehr intensiv. Insgesamt lag der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten bei ca. 67,8 %. Bedingt durch die hohen Temperaturen von über 30 °C betrugen die erholungsbedingten Unterbrechungen ca. 4,4 % der Arbeitszeit. Es wurden 1.439 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,4 % ergibt.

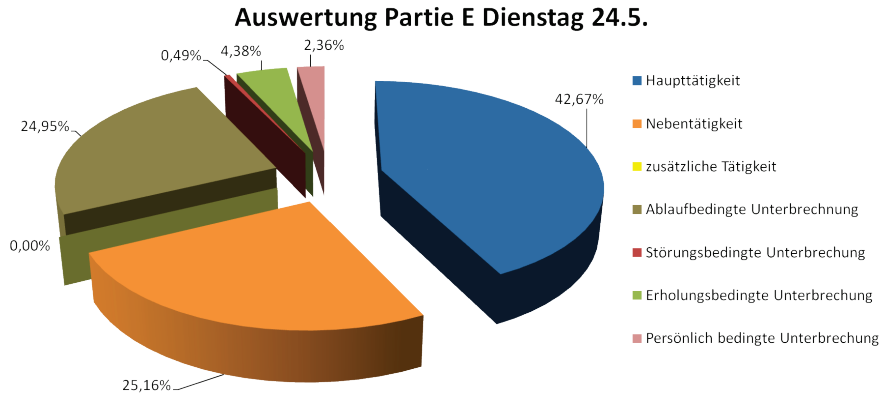


Abbildung 6-15: Auswertung der Partie E Dienstag, 24.Mai 2011

Aufnahme Mittwoch 25. Mai 2011

Ab in der Früh wurde auf Pfeiler P7 vorgespannt. Die Partie E begann während des Vorspannens mit dem Absenken der Anker. Vorgefahren wurde der Freivorbauwagen Landside ab ca. 12:30. Während ein Teil der Arbeiter das Vorfahren vorbereitete, schalte der Rest der Arbeiter den vierten Innenschalwagen aus und bockte ihn anschließend wieder auf. Im Einsatz waren 5 Österreicher und 11 Rumänen, wobei ein Österreicher und 2 Rumänen für das Vorspannen im Einsatz waren. In diesem Takt war es ausreichend, die Spannkabel von einer Seite zu spannen. Um ca. 15 Uhr, als der Freivorbauwagen vorgefahren war, fuhr die Partie E nach Hause auf Dekadenurlaub. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug ca. 66,2 %, wobei die persönlich und erholungsbedingten Unterbrechungen wieder knapp 5 % der Arbeitszeit ausmachten, bedingt durch die sommerlichen Witterungsverhältnisse. Es wurden 989 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,9 % ergibt.

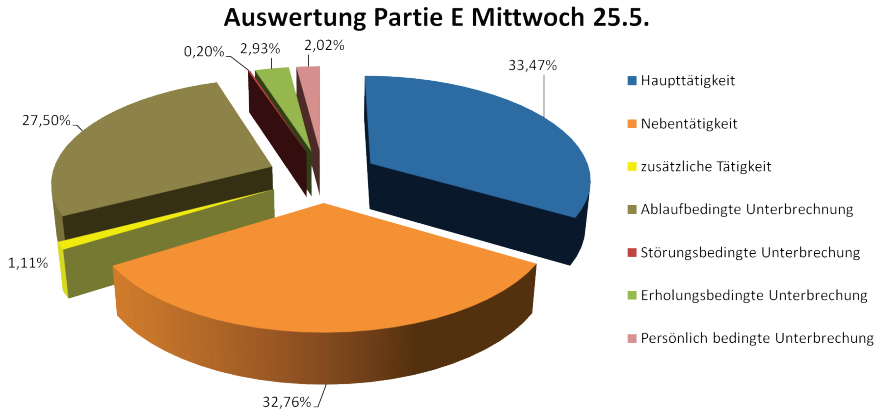


Abbildung 6-16: Auswertung der Partie E Mittwoch, 25.Mai 2011

Gesamtauswertung Partie E

Fast man alle Aufzeichnungen dieser Partie in einer Grafik zusammen, so ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten ca. 67,5 % betrug. In Summe wurden 2.719 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±1,76 % ergibt.

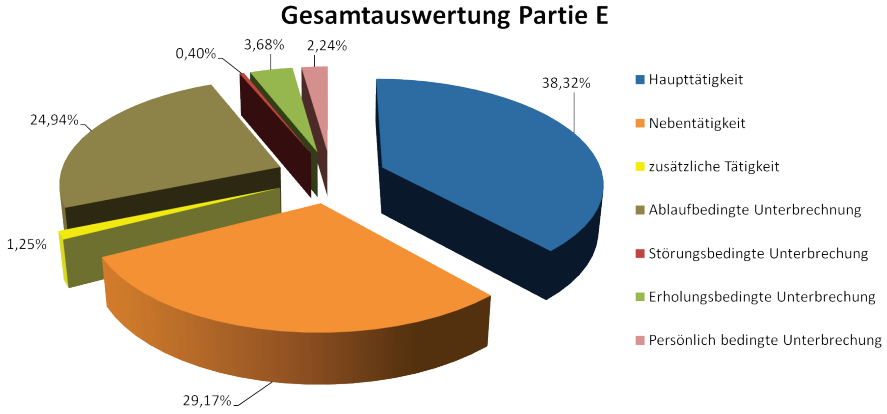


Abbildung 6-17: Gesamtauswertung Partie E

6.2.2 Ergebnisse der Partie F

Die Partie F bestand ursprünglich aus 7 Mann (exkl. Kranfahrer), während der Aufnahmen waren allerdings nur 4 Mann anwesend, bedingt durch Krankenstand und Probleme mit der Arbeitsgenehmigung. Die Partie machte sowohl Vormittags- (09:00-09:30) als auch Mittagspause (12:00-12:30).

Aufnahme Mittwoch 25. Mai 2011

Die Partie F (2 Mann plus 6 Rumänen) begann um ca. 15 Uhr die Schaltafeln auf Pfeiler P7 Landside umzudrehen. Die Partie E hatte den Freivorbauwagen am Vormittag vorgefahren, fuhr allerdings um 15 Uhr nach Hause (Dekadenbetrieb, Aufzeichnungen siehe Kapitel 6.2.1).

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

Gleichzeitig konnte von der P7 teilweise das Schalen der Lisenen auf der P6 Streamside beobachtet werden. Die Arbeiter arbeiteten sehr produktiv, wobei vor allem das Umdrehen der Schaltafeln eine sehr effektive Arbeit darstellte. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag bei ca. 75,4 %, wobei die erholungsbedingten Unterbrechungen ca. 7,3 % ausmachten (witterungsbedingt). Es wurden 354 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±4,5 % ergibt.

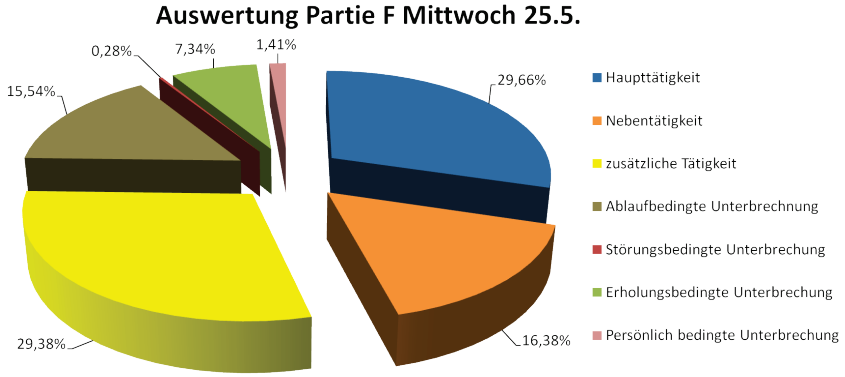


Abbildung 6-18: Auswertung der Partie F Mittwoch, 25.Mai 2011

Aufnahme Donnerstag 26. Mai 2011

In der Früh wurde mit dem Einrichten des Freivorbauwagens P7 Landside begonnen. Die Partie bestand an diesem Tag aus 3 Österreichern und 6 Rumänen. Das Einrichten dauerte vergleichsweise relativ lange bis ca. 11:30 Uhr, da es kleinere Probleme mit der Vermessung der Achse gab. Nach dem Einrichten der Landside und dem Stellen der Stirnabschalung für die Bodenplatte und der Stege wechselte die Partie auf die Streamside und begann dort mit dem Vorfahren des Freivorbauwagens. Im Anschluss an das Vorfahren begannen die Rumänen mit dem Umdrehen der Schaltafeln, während die Österreicher den Freivorbauwagen befestigten. Beim Befestigen des Freivorbauwagens gab es einige Probleme, da die Löcher für die Niederhängungsanker in der Fahrbahnplatte teilweise nicht passten. Daher musste gestemmt werden. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten lag an diesem Tag bei ca. 74,1 %. Die erholungsbedingten Unterbrechungen betrugen in etwa 3,8 %. Es wurden 1.072 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,6 % ergibt.

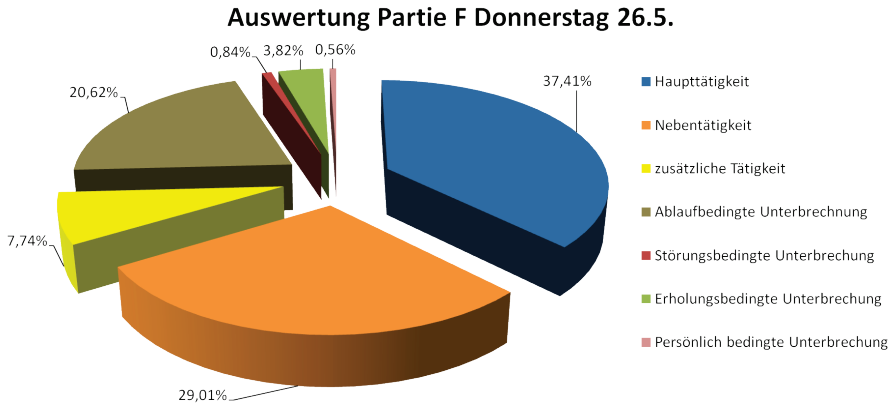


Abbildung 6-19: Auswertung der Partie F Donnerstag, 26.Mai 2011

Aufnahme Freitag 27. Mai 2011

Am Vormittag war die Partie F (3 Österreicher und 6 Rumänen) mit dem Einrichten des Freivorbauwagens P7 Streamside und dem Schalen der Stirnabschalung für die Bodenplatte und die Stege beschäftigt. Diese Arbeiten waren zu Mittag fertig, wo an diesem Tag auch die Aufnahmen beendet wurden. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug an diesem Vormittag ca. 79 %. Am Nachmittag wechselte die Partie auf die P6 um dort die Lisenen in der Bodenplatte fertig zu schalen und das Betonieren für den nächsten Tag vorzubereiten. Es wurden 391 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±4,0 % ergibt.

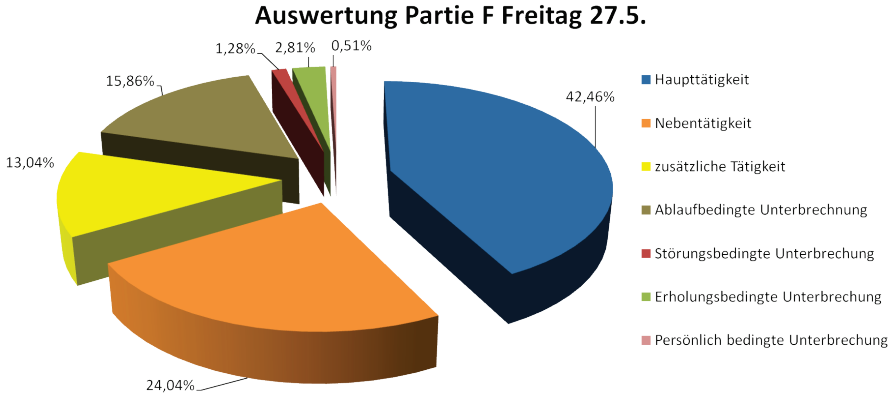


Abbildung 6-20: Auswertung der Partie F Freitag, 27.Mai 2011

Aufnahme Montag 30. Mai 2011

Die Partie bestand aus 4 Österreichern und 6 Rumänen und wurde nur am Nachmittag aufgenommen. Dabei wurde das Vorziehen beider Innenschalwagen auf der P7 Streamside beobachtet. Die rumänischen Arbeiter wurden von den Österreichern gut eingeteilt, sodass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten an diesem Tag bei ca. 71,6 % lag. Die erholungsbedingten Unterbrechungen betrugen bedingt

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

durch das sommerliche Wetter ca. 5 %. Es wurden 282 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±5,3 % ergibt.

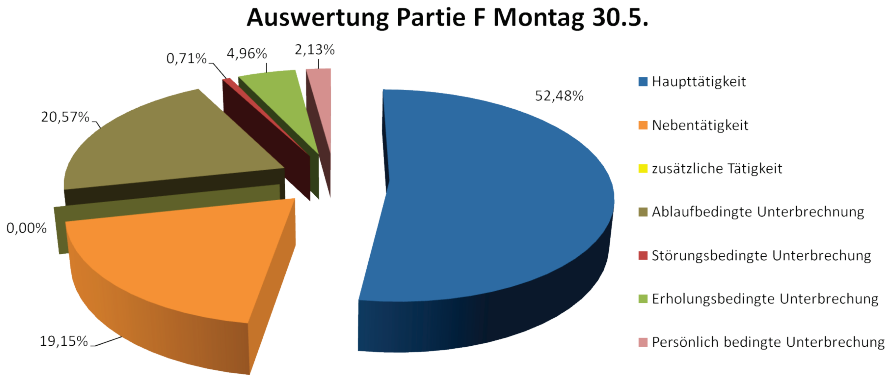


Abbildung 6-21: Auswertung der Partie F Montag, 30.Mai 2011

Gesamtauswertung Partie F

Fasst man alle Aufzeichnungen dieser Partie in einer Grafik zusammen, so ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten ca. 75,0 % betrug. In Summe wurden 2.099 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±1,85 % ergibt.

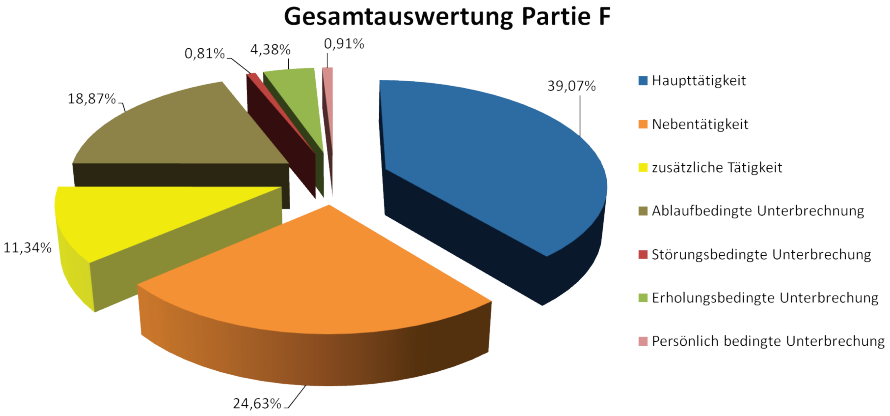


Abbildung 6-22: Gesamtauswertung Partie F

6.2.3 Ergebnisse der Betonieraufnahmen

Betonage Donnerstag 02.Juni 2011

Für das Betonieren der Segmente P7-9 waren die Partie E (7 Österreicher) und weitere 16 rumänische Arbeiter im Einsatz. Die Anzahl der Arbeitskräfte versteht sich exklusive Kran- und Pumpwagenfahrer.

Mit dem Vorbereiten der Betonage wurde bereits um 04:00 Uhr begonnen, um bei erstem Tageslicht mit der Betonage beginnen zu

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

können und die Frischbetontemperatur unter 30 °C halten zu können. Laut rumänischer Norm darf der Frischbeton beim Einbau nicht mehr als 30 °C haben. Da es Probleme mit der Kühlung des Betons gab, und die Tagestemperaturen über 30 °C betrugen, wurde ganz in der Früh zu betonieren begonnen. Betoniert wurde mittels zweier Autobetonpumpen (Stream- und Landside). Nach dem Aufbau der Betonpumpen und dem Spülen der Leitungen mit Zementmilch, begann der Einbau des Betons um ca. 05:30. Der Zeitraum von 04:00 bis 05:00 Uhr wurde nicht aufgenommen, da die Arbeiter während des Aufbaues der Betonpumpen eher auf Bereitschaft vor Ort waren, um etwaige Probleme lösen zu können.

Sobald mit dem Betonieren begonnen wurde, wurde effektiv gearbeitet. Zuerst wurden die Stege anbetoniert. Während der Beton ansteifte, wurden die Bodenplatten und anschließend die Stege betoniert. Zuletzt erfolgte das Betonieren der Fahrbahnplatte. Der Beton der Boden- und Fahrbahnplatte wurde abgezogen und gleich nachbehandelt, um Risse in der Oberfläche zu vermeiden.

Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug ca. 62,3 %. Vor allem die erste halbe Stunde vor Betonierbeginn (Warten auf Beton) und die letzte halbe Stunde nach Betonierende (Aufräumen) waren sehr unproduktiv. Weitere Stehzeiten ergaben sich durch die große Anzahl an Arbeitskräften und durch das Warten auf den Beton. Besonders die Zeiten für das Warten auf den Beton sind nicht zu unterschätzen, da der Beton von einem nahegelegenen stationären Mischwerk kam. Es wurden 1.325 Iterationen verzeichnet, woraus sich nach der Multimoment-Hauptformel eine statistische Sicherheit von ca. ±2,6 % ergibt.

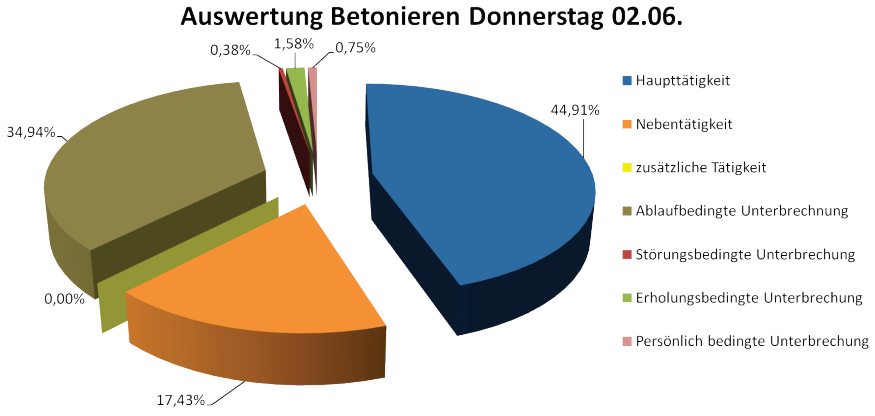


Abbildung 6-23: Auswertung Betonage Donnerstag, 02.Juni 2011

6.2.4 Vergleich der Partien

Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten betrug für die Partie E 67,5 % und die Partie F 75 %. Von großer Bedeutung ist, dass

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

die Prozentzahlen der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten der Partien nicht direkt verglichen werden können, da auch die angefallenen Arbeiten berücksichtigt werden müssen. Um die Partien wirklich vergleichen zu können hätte jede Partie über einen gesamten 9-Tages Takt aufgenommen werden müssen. Nachfolgend sind die Anteile der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten, die aufgenommenen Iterationen und die statistischen Sicherheiten der Partien in einer Tabelle zusammengefasst.

	Partie E	Partie F
Anzahl der Iterationen	2.719	2.099
Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten [%]	67,49	75,04
Statistische Sicherheit [%]	±1,76	±1,85

Tabelle 6-1: Vergleich der verschiedenen Partien

In Tabelle 6-1 ist ersichtlich, dass die statistische Sicherheit der Aufzeichnungen im Bereich zwischen ±1,76 % und ±1,85 % liegt. Auch wenn die Daten, wie bereits erwähnt, nicht direkt miteinander verglichen werden können, so kann gesagt werden, dass der hohe Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten der Partie F auf die Qualität des Vorarbeiters zurückzuführen ist. Sowohl die eigenen, als auch die rumänischen Arbeiter wurden sehr gut eingeteilt, was sich auch in den Aufnahmen wiederspiegelt.

6.2.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

Fast man die Ergebnisse der beiden Schalungspartien zusammen, so ist ersichtlich, dass die ablaufbedingten Unterbrechungen ca. 22 % der Gesamtzeiten betragen und der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten bei ca. 72 % liegt. Für die Zusammenfassung wurde der Mittelwert aus den Ergebnissen der beiden Partien gebildet, wobei jede Partie gleich bewertet wurde, unabhängig von der Anzahl der aufgenommenen Iterationen.

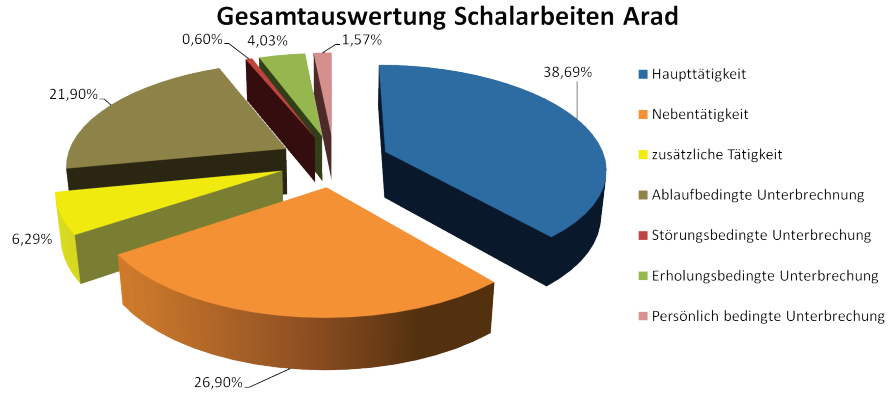


Abbildung 6-24: Auswertung der Schalarbeiten

Die Ermittlung der Zeitarten für die Schalarbeiten erfolgt nach Abbildung 3-4. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6-25 dargestellt.

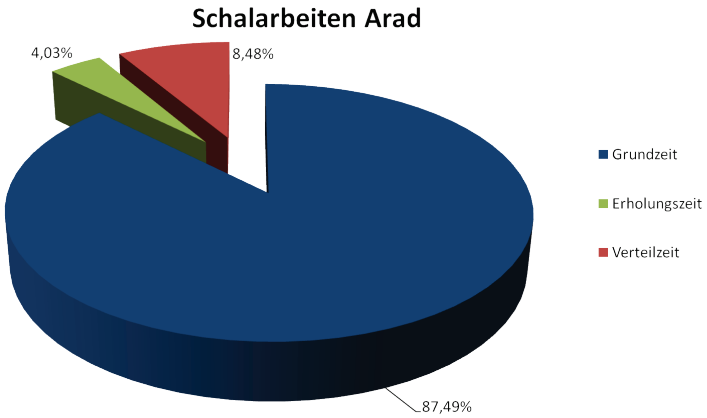


Abbildung 6-25: Verteilung der Zeitarten für die Schalarbeiten

Die Betonierarbeiten wurden auf der Baustelle in Arad nur am 02.06.2011 aufgenommen. Die Ergebnisse sind daher Abbildung 6-23 zu entnehmen. Die Ermittlung der Zeitarten für die Betonierarbeiten nach Abbildung 3-4 ist in Abbildung 6-26 dargestellt.

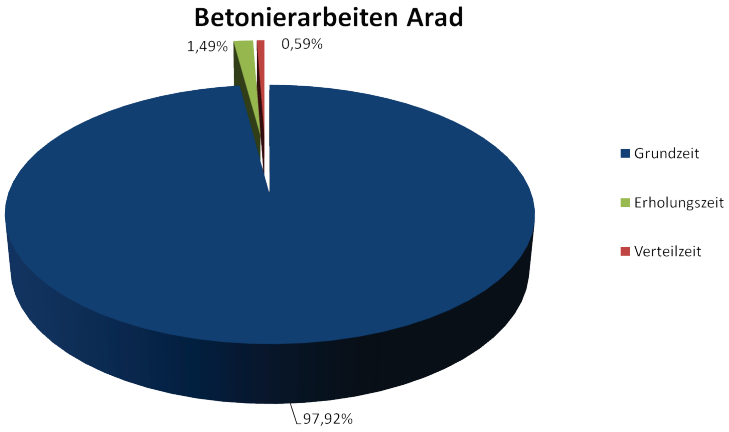


Abbildung 6-26: Verteilung der Zeitarten für die Betonierarbeiten

Die Auswertungen der Schal- und Betonierarbeiten ergeben zusammengefasst die Ergebnisse für die Baustelle in Rumänien. In Summe lag der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten bei ca. 69 % und die ablaufbedingten Unterbrechungen betrugen ca. 26 % der Gesamtzeiten. Für die Zusammenfassung wurde der Mittelwert aus den Ergebnissen der beiden Schalungspartien und der Betonierarbeiten gebildet, wobei jede Partie gleich bewertet wurde, unabhängig von der Anzahl der aufgenommenen Iterationen.

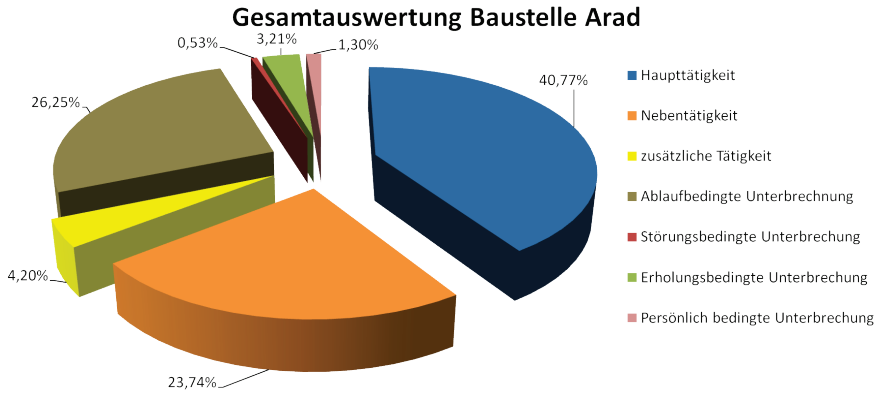


Abbildung 6-27: Auswertung der Schal- und Betonierarbeiten

Die Ermittlung der Zeitarten für die Schal- und Betonierarbeiten erfolgt nach Abbildung 3-4. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6-28 dargestellt.

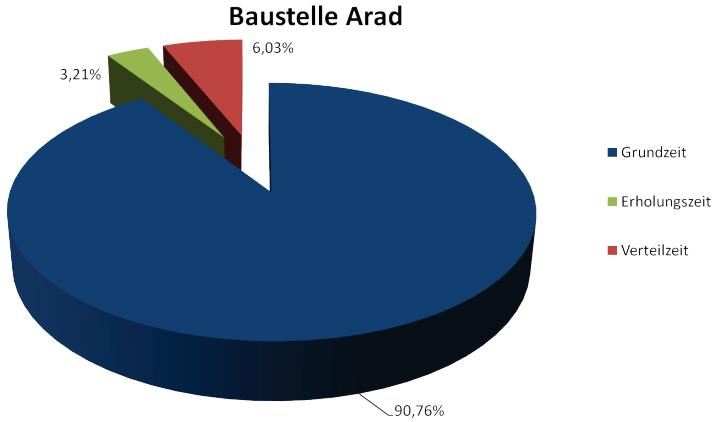


Abbildung 6-28: Verteilung der Zeitarten für die Schal- und Betonierarbeiten

Die Aufnahmen ergaben, dass die ablaufbedingten Unterbrechungen bzw. Stehzeiten während der Schalarbeiten hauptsächlich durch folgende Punkte verursacht wurden:

- Die Verlustzeiten, die durch den Weg zu den Kragarmen zustande kamen, gestalteten sich bei Pfeiler P6 sehr gering, da die Mannschaftscontainer direkt im Bereich dieses Pfeilers positioniert waren. Um auf den Pfeiler P7 zu gelangen, mussten die Arbeiter über die temporäre Pontonsbrücke gehen bzw. fahren. Der Aufstieg zu den ca. 15 m hohen Pfeilern (inkl. Hammerkopf) erfolgte über ein Treppengerüst. An den Tagen Dienstag und Mittwoch mussten bis zu 20 Arbeitskräfte auf die Kragarme aufsteigen, wobei es kaum zu gegenseitigen Behinderungen kam. Teilweise kamen noch bis zu 15 Eisenbieger dazu. Aus den Aufzeichnungen war ersichtlich, dass sich für die Schalungspartien im Durchschnitt unterschiedliche Stehzeiten für den Weg zum Arbeitsplatz ergaben, abhängig davon ob auf Pfeiler P6 oder P7 gearbeitet wurde:

	P6	P7
o Morgen:	5 Minuten	5 Minuten
o Vormittagspause:	5 Minuten	20 Minuten
o Mittagspause:	5 Minuten	20 Minuten
o Abend:	5 Minuten	5 Minuten

In Summe gingen auf Pfeiler P6 ca. 20 min und auf Pfeiler P7 ca. 50 min der täglichen Arbeitszeit allein durch den Weg zum Arbeitsplatz verloren. Die 40 Minuten Verlustzeit zur Vormittags- und Mittagspause umfassten den Weg vom Kragarm zum Container sowie den Weg vom Container zum Kragarm. Der Weg zum Arbeitsplatz wurde unter ablaufbedingte Unterbrechungen notiert. Wurde auf Pfeiler P7 gearbeitet, konnte der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten nur maximal ca. 92 % betragen, da ca. 8 % der Zeit für den Weg zum Arbeitsplatz anfielen. Laut Aufzeichnungen ließe sich die Verlustzeit von 20 min auf Pfeiler P6 nur schwer optimieren. Auf Pfeiler P7 wäre es eine Möglichkeit gewesen, zusätzliche Mannschaftscontainer auf die Kragarme im Bereich der Hammerköpfe zu stellen. Dies wäre aus platztechnischen Gründen erst nach einigen Takten möglich gewesen und hätte zusätzliche Kosten mit sich gebracht, hätte aber auch eine deutliche Zeitersparnis von ca. 30 min je Arbeitskraft und Arbeitstag gebracht.

- Das Warten auf den Eisenbieger führte häufig zu Wartezeiten. Sowohl beim Bewehren der Bodenplatte und der Stege als auch beim Bewehren der Fahrbahnplatte ergaben sich ablaufbedingte Unterbrechungen für die Schalungspartien. In diesem Fall lag es am Vorarbeiter die Arbeiter einzuteilen und etwaige Arbeiten vorzubereiten bzw. Gerät wegzuräumen oder aufzuräumen. Der Eisenbieger lag bei diesem Projekt am kritischen Weg. Besonders das Bewehren der Bodenlisenen nahm sehr viel Zeit, bis zu 2 Tage, in Anspruch. Durch eine Forcierung der Bewehrungsarbeiten bzw. durch Nachtarbeitszeit hätte vor allem bei den Takten mit Bodenlisenen viel Zeit gespart werden können.
- Wurde die notwendige Festigkeit des Betons für das Vorspannen nicht im angestrebten Zeitfenster erreicht, so ergaben sich ebenfalls Stehzeiten. Für den Bauablauf optimal wäre eine Aushärtungsphase von ca. 36 Stunden gewesen. Wäre beispielsweise am Samstag betoniert worden, so hätte am Montagvormittag vorgespannt und am Nachmittag in den nächsten Abschnitt gefahren werden können. Am Sonntag wäre die Stirnabschalung entfernt worden und die Fahrschiene vorgeschoben worden. Probleme mit der zu erreichenden Festigkeit des Betons von 34 MPa gab es nur in den Wintermonaten während der ersten Takte. Mit zunehmender

Tagestemperatur wurden auch die Aushärtungsphasen des Betons kürzer.

- Bedingt durch den Dekadenbetrieb waren an den Tagen Dienstag und Mittwoch 38 Arbeiter auf den beiden Pfeilern vertreten (exklusive Vorspannpartien und Eisenbieger). Durch die große Anzahl an Arbeitskräften ergaben sich ablaufbedingte Unterbrechungen. Die zu leistende Arbeit am zweizelligen Hohlkasten reichte häufig nicht aus um alle Arbeiter voll zu beschäftigen, da in der Regel der Eisenbieger auch noch auf den Kragarmen vertreten war.
- Während des Vorfahrens und des Einrichtens des Freivorbauwagens kam es zwangsweise zu Stehzeiten auf Grund der großen Anzahl an Arbeitskräften. Laut Beobachtungen reichten für das Vorfahren und Einrichten des Freivorbauwagens ca. 6 Mann aus, davon sollten zumindest 3 qualifiziertes Fachpersonal darstellen. Gerade bei Arbeiten wie beispielsweise dem Einrichten des Freivorbauwagens, lag es am Vorarbeiter, die ihm unterstellten rumänischen Arbeiter so gut wie möglich einzuteilen.

Des Weiteren ergaben die Aufnahmen, dass die ablaufbedingten Unterbrechungen bzw. Stehzeiten der Betonierarbeiten hauptsächlich durch folgende Punkte verursacht wurden:

- Auffallend war, dass die ersten eineinhalb Stunden vor Betonierbeginn sehr unproduktiv waren. Abgesehen vom Aufbau der mobilen Betonpumpen befanden sich die Arbeiter in einer Art Bereitschaftsmodus, um etwaige Probleme sofort lösen zu können. Bevor mit der Betonage begonnen wurde, wurden die Leitungen mit Zementmilch durchgespült, um ein Verstopfen der Leitungen durch den Frischbeton zu verhindern. Eine Möglichkeit zur Reduktion der Stillstandszeiten wäre, einen Teil der Arbeiter, beispielsweise die Hälfte erst nach Aufbau der Betonpumpen auf die Baustelle zu holen.
- Zu Betonierbeginn war eine sehr große Anzahl an Arbeitskräften auf den Kragarmen vertreten, die auch benötigt wurde um Land- und Streamside gleichzeitig betonieren zu können. Nach dem Betonieren der Bodenplatten wechselten die Arbeiter, welche nicht mehr benötigt wurden auf den anderen Pfeiler. Die Aufnahmen zeigten, dass für das Betonieren der Bodenplatten ca. 20 Arbeitskräfte (Land- und Streamside gemeinsam) notwendig waren, und für das Betonieren der Fahrbahnplatte jeweils ca. 6-8 Mann notwendig waren.
- Die letzte halbe Stunde nach Betonierende, als die Fahrbahnplatte bereits abgezogen war, stellte sich ebenfalls als unproduktiv heraus. Die Arbeitsgeräte wurden weggeräumt bzw. gereinigt und der Beton zur Vermeidung von Rissen mit einem Flies zugedeckt. Für diese Arbeiten wären ca. 6-8 Mann notwendig gewesen.

- Die größten Verlustzeiten während des Betonierens fielen durch das Warten auf den Beton an. Der Beton wurde von einem nahegelegenen Mischwerk der Firma *Strabag* geliefert. Da dieses Frischbetonwerk nicht nur die Mures Brücke sondern das gesamte Projekt „Motorway – Arad Bypass“ versorgte, kam es zu Wartezeiten von bis zu 50 Minuten auf die Betonmischer. Durch eine Reduktion, bzw. Minimierung dieser Wartezeiten wäre es möglich gewesen die Betonierarbeiten je Abschnitt wesentlich früher zu beenden, wodurch weniger verrechenbare Stunden für die Baufirma angefallen wären.

Im Brückenbau, und im Speziellen im Freivorbau ist die Arbeitsfläche nur begrenzt vorhanden, abhängig vom Freivorbauwagen und der Größe der Arbeitsbühnen. Die von *Hofstadler* [235] angegebene durchschnittliche Mindestarbeitsfläche für Stahlbetonarbeiten im Hochbau von 30 m² pro Arbeitskraft steht im Freivorbau nicht zur Verfügung.

[235] Vgl. HOFSTADLER, C.: Schalarbeiten, S. 447

7 Nachkalkulation der Aufwandswerte

Dieser Abschnitt beinhaltet eine detaillierte Nachkalkulation der Aufwandswerte. Dazu ist es notwendig, eine genaue Mengenermittlung durchzuführen und anschließend die für den Freivorbau angefallenen Stunden herauszufiltern. Es werden sowohl Aufwandswerte für den gesamten Überbau, als auch Aufwandswerte für Teilabläufe ermittelt.

7.1 Beska Brücke

Wie bereits in Abschnitt 5.1.1 erwähnt, erstreckt sich die im Freivorbau hergestellte Mainbridge von Pfeiler 40 bis 45. Dort schließt sie an den Überbau der Vorlandbrücken an. Der klassische Freivorbau im Waagebalken wurde von den Pfeilern 42 und 43 vorangetrieben. Nach Schließen des Hauptfeldes wurde von den Pfeilern 41 und 44 im einseitigen Freivorbau in Richtung Vorlandbrücken weitergebaut. Somit waren für die Herstellung des Freivorbaus sowohl die Pfeiler 42 und 43 als auch 41 und 44 betroffen.

7.1.1 Technische Daten

Die Pfeiler für die Mainbridge wurden auf Bohrpfählen mit einer Länge von 17 bis zu ca. 22 m gegründet, welche teilweise im Schutze einer Spundwand (Strompfeiler) abgeteuft wurden. Der Durchmesser der Bohrpfähle beträgt 1,20 m, bei einem Zementgehalt von ca. 400 kg/m³. Für die Pfeilerherstellung waren knapp 8.000 m³ Beton erforderlich, bei einem durchschnittlichen Bewehrungsgrad von etwa 125 kg/m³. Die Pfeiler selbst wurden als zweizelliger Kastenquerschnitt mit einer kranabhängigen Kletterschalung hergestellt, wobei Pfeiler 41 und 44 vertikal sind, und die Pfeiler 42 und 43 eine Neigung von 40:1 aufweisen. Die obersten Elemente der Pfeiler wurden jeweils als Vollquerschnitt ausgeführt. In Tabelle 7-1 sind die benötigen Betonmengen der Bohrpfähle, der Pfahlkopfplatten und der Pfeiler selbst, sowie die Bewehrungsgrade der jeweiligen Bauteile dargestellt. Weitere Details zu den Mengen können dem Anhang B entnommen werden.

Mengenermittlung Pfeiler 41 - 44			
Pfeiler	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
Bohrpfähle	2.076,5	384,15	185,0
Pfahlkopf-platten	3.137,7	282,00	89,9
Pfeiler	2.700,0	325,00	120,4
Summe	**7.914,2**	**991,15**	**125,2**

Tabelle 7-1: Mengenermittlung Pfeiler 41-44

Für den gesamten Überbau von Pfeiler 40 bis 45 waren etwa 10.000 m³ Beton erforderlich. Diese Menge setzt sich in etwa aus 675 m³ für die Hammerköpfe auf Pfeiler 42 und 43, 7.160 m³ für die Überbausegmente

im klassischen Freivorbau und ca. 2.130 m³ für die Überbausegmente im einseitigen Freivorbau zusammen. In Tabelle 7-2 sind des Weiteren der Bewehrungsgrad (schlaffe Bewehrung), die Schalfläche sowie die verwendete Spannstahlmenge dargestellt. Weitere Daten zur Mengenermittlung können dem Anhang B entnommen werden.

Mengenermittlung Überbau								
Überbau	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schal-fläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]	Vorspann-stahl [t]	Vorspannung pro m³ Beton [kg/m³]	Summe Stahl [kg/m³]
Hammer-köpfe 42+43	675,7	135,70	200,8	803,1	1,19			
Überbau 1-23	7.156,4	1.087,29	151,9	20.995,8	2,93			
Klassischer Freivorbau	7.832,1	1.222,99	156,2	21.798,9	2,78	514,77	65,7	221,9
Überbau 24-36	2.133,5	346,11	162,2	4.148,2	1,94	69,43	32,5	194,8
Freivorbau	**9.965,6**	**1.569,10**	**157,5**	**25.947,0**	**2,60**	**584,20**	**58,6**	**216,1**

Tabelle 7-2: Mengenermittlung Freivorbau

Der Bewehrungsgrad $bw_{g,bt,i}$ wird aus dem Quotienten der Bewehrungsmenge $BW_{M,i}$ und der Betonmenge $BT_{M,i}$ berechnet.

$$bw_{g,bt,i} = \frac{BW_{M,i}}{BT_{M,i}}$$

Formel 7-1: Berechnung des Bewehrungsgrades nach *Hofstadler*[236]

Der Schalungsgrad $s_{g,bt,i}$ ergibt sich aus dem Quotienten der Schalfläche $S_{F,i}$ und der Betonmenge $BT_{M,i}$.

$$s_{g,bt,i} = \frac{S_{F,i}}{BT_{M,i}}$$

Formel 7-2: Berechnung des Schalungsgrades nach *Hofstadler*[237]

Dividiert man die 7.156,4 m³ Beton für den Überbau im klassischen Freivorbau durch die 23 Segmente auf Pfeiler 42 und 43 (plus Lückenschluss in Feldmitte), so ergeben sich je Segment durchschnittlich ca. 77,5 m³ Beton bei einem Bewehrungsgrad (schlaffe Bewehrung) von ca. 152 kg/m³ (11,78 t/Segment). Dazu kommen ca. 66 kg/m³ Vorspannstahl. Insgesamt wurden in den Überbau (inkl. Hammerkopf) 585 t Spannstahl eingebaut. Dabei handelt es sich um Spannstahl der Güte St 1680/1860 mit einer Spannstahlfläche A_p von 26,60 cm² je Spannkabel. Verwendet wurden 296 Spannkabel und demnach doppelt so viele Ankerköpfe und -platten. Die Hammerköpfe wurden ebenfalls an den Pfeilern niedergespannt. Bei der Herstellung der Hammerköpfe wurden je 96 leere Hüllrohre eingelegt, in die anschließend die Spannkabel eingezogen wurden. Diese 96 Spannkabel dienen ausschließlich der Abdeckung der Stützmomente, die hauptsächlich aus dem Bauzustand entstehen. Die Spannkabel für die Feldvorspannung wurden nachträglich

[236] HOFSTADLER, C.: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb, S. 145

[237] HOFSTADLER, C.: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb, S. 122

eingezogen und an den Lisenen befestigt. Der Freivorbau ist im Allgemeinen auf Grund der Anzahl der Spannkabel und der Lisenen in der Fahrbahn- und Bodenplatte als sehr kompliziert einzustufen.

7.1.2 Angefallene Stunden

Mit der Herstellung der Hammerköpfe auf Pfeiler 42 und 43 wurde im Juli 2010 begonnen. Die Lückenschlüsse zwischen dem einseitigen Freivorbau und den Vorlandbrücken erfolgten im Juli 2011. Anschließend erfolgte die Demontage der Vorbauwagen (bis Ende Juli 2011). Somit ergibt sich für die Herstellung des gesamten Überbaus ein Zeitraum von ca. 13 Monaten in denen ca. 250.000 Lohnstunden anfielen. In diesen 250.000 Stunden sind die Stunden für das Verlegen der schlaffen Bewehrung und für das baustelleneigene Betonmischwerk bereits enthalten. Die ca. 38.000 Stunden werden in weiterer Folge abgezogen, da der Eisenbieger pro verlegter Tonne pauschal bezahlt wurde. Weitere Informationen zu den angefallenen Stunden sind dem Anhang B zu entnehmen.

	Juli 2010 - Juli 2011
Stunden für Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk etc. [Std]	213.350
Stunden für den Eisenbieger [Std]	37.893
Stunden für den Überbau der Mainbridge [Std]	**251.243**

Tabelle 7-3: Lohnstunden für den gesamten Überbau der Hauptbrücke

In diesen Stunden sind auch sämtliche Lohnstunden für die baustelleneigenen Betonmischanlage, das Magazin und die ICB Fahrer sowie sämtliche Randstunden enthalten. Um die Vergleichbarkeit mit der Baustelle in Arad zu erleichtern werden diese Stunden separat ermittelt.

Im Betonwerk (inklusive Mischwagen- und Pumpwagenfahrer) und dem damit verbundenen Labor waren während der Hauptbauzeit 13 und während des einseitigen Freivorbaus 9 Personen angestellt. Diese Stunden sind nur zu 50 bzw. 75 % dem Freivorbau zuzuordnen, da das Mischwerk auch für andere Arbeiten benötigt wurde (z.B. Vorlandbrücken, Randbalken, Anprallschutz Strompfeiler). Weitere Randstunden ergaben sich durch den Schweißer, Elektriker, Mechaniker, Magazineur und Fahrer für die mobilen Autokrane sowie für die Hilfsarbeiter für verschiedene Arbeiten und die Bootsfahrer. In 13 Monaten ergaben sich für diese 23-30 Arbeitskräfte 68.651 Stunden die dem Freivorbau zuzuordnen sind, wie in Tabelle 7-4 ersichtlich ist.

	Arbeiter	Hammerköpfe [Std]	Klassicher Freivorbau [Std]	Einseitiger Freivorbau [Std]	Stunden [Std]
Betonmischanlage, Labor und Mischwagenfahrer	9-13	3.300	17.325	3.520	24.145
Sonstige Randstunden	14-17	6.600	28.050	9.856	44.506
Summe	23-30				**68.651**

Tabelle 7-4: Randstunden und Stunden für die Betonmischanlage

Der klassische Freivorbau im Waagebalken dauerte von Juli 2010 (Herstellung der Hammerköpfe) bis Mitte April 2011. Berücksichtigt man nur die Stunden, die in diesem Zeitraum anfielen, um auf einen Aufwandswert für den klassischen Freivorbau zu gelangen, so ergeben sich ca. 197.000 Lohnstunden inklusive Eisenbieger, wie aus Tabelle 7-5 hervorgeht.

	Juli 2010 - Mitte April 2011
Stunden für Schalen, Betonieren, Vorspannen, Randstunden etc. [Std]	144.725
Stunden für den Eisenbieger [Std]	31.365
Stunden für das Betonmischwerk [Std]	20.625
Gesamtstundenanzahl Freivorbau im Waagebalken [Std]	**196.715**

Tabelle 7-5: Lohnstunden für den Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe

Ende August 2010 wurde mit der Montage der Freivorbauwagen und dem Herstellen der ersten Segmente im Freivorbau begonnen. Berücksichtigt man nur den Zeitraum für die Freivorbausegmente 1-23 (September 2010 – Mitte April 2011), so ergeben sich 162.975 Lohnstunden. Diese Stunden entstehen auf den Kragarmen (Schalen, Betonieren, Vorspannen), im Betonwerk, dem Magazin bzw. durch sämtliche sonstige Tätigkeiten die im Zusammenhang mit dem Freivorbau stehen. In Tabelle 7-6 ist die Zusammensetzung der Stunden dargestellt. Weitere Daten zu den Stunden können dem Anhang B entnommen werden.

	Stunden September 2010 - Mitte April 2011 [Std]
Schalen und Betonieren	77.625
Eisenbieger	24.225
Vorspannen	15.750
Betonmischwerk	17.325
Randstunden	28.050
Summe	**162.975**

Tabelle 7-6: Stunden für die Freivorbausegmente 1-23

In Tabelle 7-7 sind die angefallenen Lohnstunden nach Bauphasen gegliedert im Überblick dargestellt.

Stundenermittlung Freivorbau				
	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Total
Zeitraum	01.07.2010 - 31.08.2010 = 2 Monate	01.09.2010 - 15.04.2011 = 7,5 Monate	16.04.2011 - 31.07.2011 = 3,5 Monate	01.07.2010 - 31.07.2011 = 13 Monate
	Hammerköpfe Pfeiler 42 und 43	Segmente im klassischen Freivorbau	Segmente im Einseitigen Freivorbau	
Schalungsarbeiten	13.340	77.625	27.232	**118.197**
Bewehrungsarbeiten	7.140	24.225	6.528	**37.893**
Vorspannarbeiten	3.360	15.750	7.392	**26.502**
Betonmischwerk und sonstige Randstunden	9.900	45.375	13.376	**68.651**
Summe	**33.740**	**162.975**	**54.528**	**251.243**

Tabelle 7-7: Überblick über die angefallenen Lohnstunden

7.1.3 Berechnung des Mittellohnes

Unter Mittellohn werden Mittellohnkosten nach *ÖNORM B 2061* verstanden. Für die Berechnung des Mittellohnes wird der Zeitraum September 2010 – Ende März 2011 betrachtet, da über diesen Zeitraum ausführliche Daten von der Bauleitung übermittelt wurden. Es sei angemerkt, dass mit fortschreitender Dauer der Mittellohn sank, da die Anzahl der auf der Baustelle beschäftigten und verhältnismäßig teuren österreichischen Arbeiter mit der Zeit abnahm. Die durchschnittlich 7,57 Österreicher auf der Baustelle setzten sich aus folgenden Arbeitern zusammen:

- Mischmeister
- Tischler für Stirnabschalung
- Pumpwagenfahrer
- Arbeiter für Vorspannung
- Elektriker.

Von der Bauleitung wurden nur die Anzahl der Arbeitskräfte und die entstandenen Kosten übermittelt, bzw. es waren nur die abgerechneten Stunden und Kosten, nicht die Anzahl der Arbeitskräfte bekannt. Um auf die Aufwandswerte rückschließen zu können wurden pro Arbeiter und Monat 225 Arbeitsstunden angenommen, wie in Kapitel 5.1.3 bereits erläutert. Daraus ergibt sich ein Mittellohn für den Freivorbau von **11,46 €/Std**. Tabelle 7-8 zeigt die Zusammensetzung des Mittellohnes.

	Durchschnittliche Anzahl der Arbeitskräfte	Kosten [€]	Lohnstunden [Std]	Mittellohn [€/Std]
Österreicher	7,57	406.354,32	11.923	34,08
Ungarn	8,00	273.337,00	12.600	21,69
Bulgaren	9,00	95.915,73	14.175	6,77
Serben	72,00	967.615,26	113.412	8,53
Summe	**96,57**	**1.743.222,31**	**152.110**	**11,46**

Tabelle 7-8: Zusammensetzung des Mittellohnes

7.1.4 Aufwandswerte

Mit der bekannten Stundenanzahl und den berechneten Mengen kann nun auf die Aufwandswerte rückgeschlossen werden. Den Aufwandswerten liegt laut *Hofstadler*[238] folgende Formel zugrunde, wobei $\Sigma L_{Std,a,v,i}$ die Summe der Lohnstunden, und $M_{a,v,i}$ die Produktionsmenge, in diesem Fall die Betonmenge, beschreibt:

[238] HOFSTADLER, C.: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb, S. 20

$$AW_{a,v,i} = \frac{\sum L_{Std,a,v,i}}{M_{a,v,i}}$$

Formel 7-3: Berechnung der Aufwandswerte

Betrachtet man die gesamte Mainbridge, also die Hammerköpfe, den Freivorbau im Waagebalken, den einseitigen Freivorbau und die Demontage der Vorbauwagen so ergeben sich mit den in Kapitel 7.1.1 und 7.1.2 berechneten Mengen und Lohnstunden, 21,41 Std/m³ (exklusive Eisenbieger, dieser wird pro eingebauter Tonne pauschal bezahlt). Dieser Wert beinhaltet sämtliche auf der Baustelle im Zeitraum Juli 2010 bis Juli 2011 angefallene Stunden (Arbeitsstunden Freivorbau, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.).

Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
9.965,6	213.350	**21,41**

Tabelle 7-9: Aufwandswert für den gesamten Freivorbau

Für den Einbau der schlaffen Bewehrung im klassischen Freivorbau waren neben einem Polier zwischen 18 und 20 Eisenbieger notwendig. Im einseitigen Freivorbau reduzierte sich die Anzahl der Arbeitskräfte auf ca. 11. Die Eisenbieger arbeiteten kontinuierlich 7 Tage die Woche, wobei die arbeitsfreien Tage individuell festgelegt wurden. Angemeldet waren die Arbeiter zu jeweils ca. 170 h/Monat. Für das Verlegen der Bewehrung auf beiden Kragarmseiten im klassischen Freivorbau wurden in etwa 2,5 Tage benötigt bei einer durchschnittlichen Einbaumenge von 23,56 t/Segmentpaar (siehe Kapitel 7.1.1) und einer täglichen Arbeitszeit von 10 h/d. In den gesamten Überbau der Mainbridge wurden 1.569 t schlaffe Bewehrung verlegt wofür 37.893 Lohnstunden anfielen. Somit ergibt sich der Aufwandswert zu 24,15 Std/t, oder 3,80 Std/m³ Beton, wie in Tabelle 7-10 dargestellt ist.

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	21,41
Verlegen der schlaffen Bewehrung	3,80
Summe für Überbau Mainbridge	**25,21**

Tabelle 7-10: Gesamtaufwandswert inklusive Eisenbieger

Für den klassischen Freivorbau im Waagebalken, inklusive Hammerköpfe (exklusive Demontage der Vorbauwagen) fielen ca. 165.000 Lohnstunden (exklusive Eisenbieger) an, wie in Tabelle 7-5 ersichtlich ist. Bildet man den Quotienten aus den 165.350 Std und der verarbeiteten Betonmenge von 7.832,1 m³, so ergibt sich der Aufwandwert zu 21,11 Std/m³. Dazu kommen weitere 31.365 Stunden für das Verlegen der 1.223 t schlaffen Bewehrung. Addiert man zu den 21,11 Std/m³ die 4,00 Std/m³ oder 25,65 Std/t für den Eisenbieger, so ergibt sich der in Tabelle 7-11 dargestellte Aufwandswert von 25,12 Std/m³.

Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.832,1	165.350	**21,11**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	21,11
Verlegen der schlaffen Bewehrung	4,00
Summe für klassischen Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe	**25,12**

Tabelle 7-11: Aufwandswert für den klassischen Freivorbau im Waagebalken inklusive Herstellung der Hammerköpfe

Für die Freivorbausegmente 1-23 im Waagebalken (exklusive Demontage der Vorbauwagen und inklusive Lückenschluss in Feldmitte) ergeben sich laut Tabelle 7-6 162.975 Lohnstunden bei einer Betonmenge von 7.156,4 m³. Mit Formel 7-3 ergibt sich ein Aufwandswert von 19,39 Std/m³ exklusive Eisenbieger und 22,77 Std/m³ inklusive Eisenbieger, wie in Tabelle 7-12 dargestellt ist.

Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.156,4	138.750	**19,39**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	19,39
Verlegen der schlaffen Bewehrung	3,39
Summe für Überbausegmente 1-23 inklusive Lückenschluss und ohne Hammerköpfe	**22,77**

Tabelle 7-12: Aufwandswert Überbausegmente 1-23

Für den einseitigen Freivorbau von Pfeiler 41 nach 40 bzw. von 44 nach 45 (inklusive Demontage der Vorbauwagen) wurden 54.528 Lohnstunden bei einer Betonmenge von 2133,5 m³ benötigt. Mit Formel 7-3 ergibt sich ein Aufwandswert von 22,5 Std/m³ exklusive Eisenbieger und 25,56 Std/m³ inklusive Eisenbieger, wie in Tabelle 7-13 dargestellt ist.

Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
2.133,5	48.000	**22,50**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	22,50
Verlegen der schlaffen Bewehrung	3,06
Summe für Einseitigen Freivorbau	**25,56**

Tabelle 7-13: Aufwandswert einseitiger Freivorbau

Betrachtet man die 22,77 Std/m³ für die Freivorbausegmente 1-23 aus Tabelle 7-12 genauer, so ist ersichtlich, dass nur etwas mehr als ⅔ der Stunden (ca. 72 %) auf den Kragarmen entstehen. Tabelle 7-14 zeigt die Zusammensetzung der Aufwandswerte. Besonders das baustelleneigene Betonmischwerk inklusive angeschlossenem Labor, das Magazin und die Randstunden (Stunden die nicht auf den Kragarmen entstehen, z.B. Nacharbeiten, Aufräumen, Montage und Demontage etc.) führen zu diesem relativ hohen Aufwandswert. Die dazu notwendigen Daten wurden von der Bauleitung übermittelt, bzw. im Zuge der Baustellenbeobachtungen ermittelt. Des Weiteren wurden die Lohnstunden für das Schalen und Bewehren mittels der Schalungs- und Bewehrungsgrade aus Tabelle 7-2 auf Std/m² und Std/t umgerechnet.

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen	9,69
Bewehren	3,39
Betonieren	1,16
Vorspannen	2,20
Stunden auf Kragarmen entstanden	**16,44**
Betonmischwerk, Labor, Mischwagenfahrer	2,42
Randstunden, Magazin, Bootsfahrer etc.	3,92
Gesamt	**22,77**

Schalungs-grad [m²/m³]	Aufwands-wert [Std/m²]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Aufwands-wert [Std/t]
2,93	**3,30**		
		151,9	**22,28**

Tabelle 7-14: Zusammensetzung der Aufwandswerte

Der Aufwandswert für die Schalarbeiten ergibt sich also zu 9,69 Std/m³ oder 3,30 Std/m², der für das Betonieren zu 1,16 Std/m³. Teilt man diese 9,69 Std/m³ weiter auf, so ergeben sich für gewisse Teilabläufe folgende Aufwandswerte, die in Tabelle 7-15 dargestellt sind. Diese Werte basieren sowohl auf Informationen der Bauleitung, als auch auf den durchgeführten Baustellenbeobachtungen.

Teilaufwandswerte Freivorbau [Std/m³] und [Std/m²]				
	Ausschalen, Stirnabschalung entfernen, Fahrschiene vorschieben	Vorfahren des Freivorbauwagens	Einrichten des Freivorbauwagens, Stirnabschalung Bodenplatte und Stege	Innenschalwagen vorziehen und Stegschalung schließen, Lisenen schalen,
Anteil am Aufwands-wert Schalen	25%	12%	10%	53%
Aufwands-wert [Std/m³]	2,42	1,16	0,97	5,14
Aufwands-wert [Std/m²]	0,83	0,40	0,33	1,75

Tabelle 7-15: Teilaufwandswerte Schalungspartie

Für das Vorspannen und nachträgliche Verpressen der Spannkabel wurden 2,20 Std/m³ bzw. 33,5 Std/t benötigt. Diese Stunden werden nicht näher aufgeteilt, da sich die Anzahl der Hüllrohre, die Anzahl der Spannkabel und die Spannkabellänge kontinuierlich ändern. Folgende Ansätze können als Anhaltswerte dienen:

- Vorspannen: 4 Mann à ½ Tag = 20 Std
- Einschießen der Spannkabel: 4 Mann à 1 Tag = 40 Std
- Hüllrohre einlegen: Mittlerer Abschnitt Beska ca. 4 Mann à ½ Tag je Kragarmseite = 40 Std je Segmentpaar

7.1.5 Vergleich verschiedener Arbeitskolonnen

Im Rahmen dieser Arbeit wurde versucht, durch eine veränderte Zusammensetzung der Arbeitskolonnen einen kostengünstigeren und schnelleren Ablauf zu ermöglichen. Dabei können nur die Schalungspartien am Freivorbau (Ungarn, Bulgaren und zwei serbische Partien) verändert werden. Alle Weiteren Tätigkeiten bleiben gleich

erhalten (z.B. Vorspannen). So wie der klassische Freivorbau ausgeführt wurde, wurde durchschnittlich alle 7,5 Tage ein Takt pro Pfeiler betoniert. Die ersten drei Abschnitte sind in dieser Taktzeit nicht mit einbezogen, da es anfänglich Probleme bei der Montage und Bedienung der Freivorbauwagen gab und vor allem der jeweils erste Takt mit 40 Tagen sehr lange dauerte. Es ist offensichtlich, dass beim Aufbau der Vorbauwagen Verbesserungspotential vorhanden ist. Dieser Verbesserungsansatz wird aber nicht weiter verfolgt.

Eine Möglichkeit hätte darin bestanden, den gesamten Freivorbau mit vier ungarischen Partien auszuführen. Der höhere Mittellohn hätte sich nur rentiert, wenn dadurch der Zeitpunkt des Lückenschlusses wesentlich vorgezogen werden hätte können. Dazu wurden Ansätze mit einer durchschnittlichen Taktzeit von 7 bzw. 6,5 bzw. 6 Tagen pro Takt (ohne die ersten 3 Abschnitte, diese sind extra aufgelistet) dargestellt. Lediglich Variante 2, mit einer Taktzeit von 6,5 Tagen erscheint realistisch und sinnvoll, hätte aber Mehrkosten von ca. einer Viertel-Million € mit sich gebracht.

Eine weitere Möglichkeit wäre gewesen, den Freivorbau mit einem Mix aus Österreichern und Serben durchzuführen (jeweils der Vorarbeiter und zwei weitere Österreicher, die restliche Partie wäre mit Arbeitern aus Serbien ergänzt worden). Der höhere Mittellohn hätte sich wieder nur rentiert, wenn dadurch der Zeitpunkt des Lückenschlusses vorgezogen werden hätte können. Dazu wurden wieder Ansätze mit einer durchschnittlichen Taktzeit von 7 bzw. 6,5 bzw. 6 Tagen pro Takt (ohne die ersten 3 Abschnitte, diese sind extra aufgelistet) dargestellt. Die Variante mit einem Takt von 6,5 Tagen hätte eine Zeitersparnis von ca. 3 Wochen gebracht allerdings Mehrkosten von etwa 40.000 €. Auch wenn diese Variante sinnvoll erscheint, ist das „Zusammenmischen“ von einzelnen Partien nicht immer möglich und sinnvoll.

Die dritte Möglichkeit wäre gewesen, den Freivorbau mit vier rein Österreichischen Partien durchzuführen. Der höhere Mittellohn hätte sich wieder nur rentiert, wenn dadurch der Zeitpunkt des Lückenschlusses vorgezogen werden hätte können. Dazu wurden wieder Ansätze mit einer durchschnittlichen Taktzeit von 7 bzw. 6,5 bzw. 6 Tagen pro Takt (ohne die ersten 3 Abschnitte, diese sind extra aufgelistet) dargestellt. Die Variante mit einem Takt von 6,5 Tagen hätte eine Zeitersparnis von ca. 3 Wochen gebracht allerdings Mehrkosten von über 400.000 €. Der Einsatz von Österreichischen Partien hätte sich bei diesem Projekt nicht gelohnt. Des Weiteren wäre in diesem Fall zu prüfen ob überhaupt vier eingespielte Freivorbaupartien in diesem Zeitraum zur Verfügung gestanden wären, was eher als unwahrscheinlich gilt.

Eine weitere Möglichkeit hätte darin bestanden, den Freivorbau mit 2 Österreichischen Partien auszuführen. Diese Partien hätten 4 Tage die Woche gearbeitet (40 h/Wo) und das Schalen und Vorfahren der Freivorbauwagen übernommen. Das Betonieren am Freitag sowie

Entfernen der Stirnabschalung und Stegschalung hätten 2 serbische Partien am Wochenende übernehmen müssen. Dazu wäre allerdings das gleichzeitige Betonieren der Segmente von Pfeiler 42 und 43 am Freitag notwendig gewesen. Es müsste untersucht werden, ob die baustelleneigene Betonmischanlage und die Anzahl der Mischfahrzeuge hierzu im Stande gewesen wäre. Des Weiteren hätte der Eisenbieger seine Leistung forcieren müssen, da er gleichzeitig auf Pfeiler 42 und 43 bewehren hätte müssen. Da bei dieser Variante ein Wochentakt eingehalten hätte werden müssen, wurde auch als Ansatz ein 7-Tages-Takt gewählt (ohne die ersten 3 Abschnitte, diese sind extra aufgelistet). Diese Variante hätte eine Zeitersparnis von ca. 13 Tagen gebracht, allerdings Mehrkosten von ca. 66.000 €. Des Weiteren hätten die Österreichischen Arbeiter jede Woche An- und Abreisen müssen, was aufgrund der Lage der Baustelle mit einer Fahrtzeit von ca. 14 Stunden pro Woche verbunden gewesen wäre. Weiteres hätte es keine Komplikationen geben dürfen und der Takt hätte immer exakt eingehalten werden müssen was als unwahrscheinlich gilt. Daher wäre diese Variante praktisch kaum realisierbar gewesen.

Tabelle 7-17 gibt einen Überblick über die verschiedenen Varianten. Es sei angemerkt, dass bei diesem sehr komplizierten Projekt die Einhaltung eines 6-Tage Taktes als unwahrscheinlich gilt. Weiteres ist ersichtlich, dass die Ist-Zusammensetzung eine sehr kostengünstige, aber nicht allzu schnelle Variante darstellt. Die Kosten für die Freivorbauwagen sind in dieser Rechnung nicht enthalten, da diese durch einen Rückkaufvertrag erworben wurden. Da von der Bauleitung keine genauen Daten über die Gerätemietkosten, welche erheblich die Wirtschaftlichkeit der Baustelle beeinflussen, übermittelt wurden, werden für die Berechnung die in Tabelle 7-16 dargestellten Ansätze gewählt.

Gerätename	Monatsmiete [€]	Gesamtmonatsmiete [€]
Baustelleneinrichtung	10.000,00	
FVB - Nebenkosten	4.000,00	
2 x Felbermayr Hubgerät für Horizontaltransport	7.000,00	**56.500,00**
Vorspanngerätschaften	7.500,00	
4 x Liebherr 280-ECH	28.000,00	

Tabelle 7-16: Aufstellung der Gerätemietkosten

Wäre im Zuge einer veränderten Zusammensetzung der Arbeitskolonnen ein schnellerer Takt erzielt worden, hätten sich auch die Gerätemietkosten reduziert. Bei einer längeren Taktzeit hätten sich diese entsprechend erhöht, wie in Tabelle 7-17 ersichtlich ist.

	Dauer der ersten Takte			Restliche Elemente	Angestrebter/erreichter Takt	Dauer Ges. [Tagen]	Kosten [Mio. €]	Mehrkosten ohne Geräte [€]	Zeitverlängerung [Tagen]	Zusätzliche Gerätemietkosten [€]	Mehrkosten [€]
	Takt 1	Takt 2	Takt 3								
IST-Zusammensetzung	40	18	10	20	7,5	218	1,573	-	-	-	-
Ungarn	40	18	10	20	7	208	1,991	417.491,2	-10	-18.833,33	398.657,9
	40	15	10	20	6,5	195	1,866	293.080,2	-23	-43.316,67	249.763,5
	40	14	7	20	6	181	1,732	159.099,1	-37	-69.683,33	89.415,7
Mix Österreicher-Serben	40	18	10	20	7	208	1,768	195.150,4	-10	-18.833,33	176.317,0
	40	15	10	20	6,5	195	1,658	84.635,6	-23	-43.316,67	41.319,0
	40	14	7	20	6	181	1,539	-34.380,21	-37	-69.683,33	-104.063,54
4 Österreichische Partien	40	18	10	20	7	208	2,174	600.648,6	-10	-18.833,33	581.815,3
	40	15	10	20	6,5	195	2,038	464.790,2	-23	-43.316,67	421.473,6
	40	14	7	20	6	181	1,892	318.481,2	-37	-69.683,33	248.797,9
2 Österreichische Partien	40	15	10	20	7	205	1,664	91.059,6	-13	-24.483,33	66.576,2

Tabelle 7-17: Vergleich verschiedener Arbeitspartien

7.1.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Tabelle 7-18 gibt einen Überblick über die benötigten Beton-, Bewehrungs- und Schalungsmengen der einzelnen Bauteiltypen und zeigt die dazugehörigen Schalungs- und Bewehrungsgrade.

Beska Bridge	Betonmenge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]	Schalfläche [m²]	Schalungsgrad [m²/m³]
Pfahlkopfplatte	3.137,70	282,00	89,87	689,80	0,22
Pfeiler	2.700,00	325,00	120,37	7.947,30	2,94
Pfeiler Gesamt	**5.837,70**	**607,00**	**103,98**	**8.637,10**	**1,48**
Hammerköpfe	675,7	135,70	200,83	803,1	1,19
Freivorbausegmente klassich	7.156,4	1.087,29	151,93	20.995,8	2,93
Einseitiger Freivorbau	2.133,5	346,11	162,23	4.148,2	1,94
Überbau Gesamt	**9.965,59**	**1.569,10**	**157,45**	**25.947,04**	**2,60**
Summe Brücke	**15.803,29**	**2.176,10**	**137,70**	**34.584,14**	**2,19**

Tabelle 7-18: Schalungs- und Bewehrungsgrade nach Bauteiltypen

Abbildung 7-1 zeigt die Aufwandswerte der Beska Brücke zusammengefasst und unterteilt in Hammerköpfe, Freivorbausegmente und Einseitiger Freivorbau.

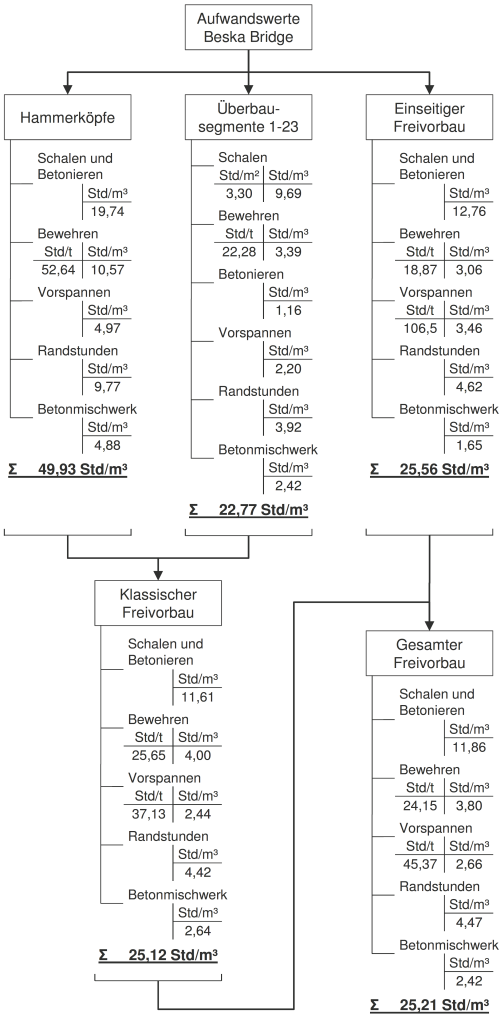


Abbildung 7-1: Zusammenfassung Aufwandswerte Beska Brücke

7.2 Mures Brücke

Die Mures Brücke mit einer Gesamtlänge von 429,5 m wurde großteils im Freivorbauverfahren errichtet, wie bereits in Kapitel 6.1 erläutert. Die 340 m weit gespannte Mainbridge wurde dabei bis auf die ersten 17,5 m von Pfeiler P5 und Widerlager A8 im klassischen Freivorbau hergestellt. Weitere Informationen sind dem Abschnitt 6 zu entnehmen.

7.2.1 Technische Daten

Von der Herstellung des Freivorbaus waren nur die Pfeiler P6 und P7 betroffen, da von Pfeiler P5 als auch von Widerlager A8 mittels Lehrgerüst vorgebaut wurde. Die Pfeiler P6 und P7 wurden jeweils auf 53 Bohrpfählen mit einer Länge von ca. 30 m gegründet. Der Durchmesser der Bohrpfähle beträgt 1,20 m, bei einem Zementgehalt von mehr als ca. 400 kg/m³. Für die Pfeilerherstellung waren ca.

5.150 m³ Beton erforderlich, bei einem durchschnittlichen Bewehrungsgrad von etwa 190 kg/m³. Die ca. 6 m hohen Pfeiler bestehen aus jeweils zwei 1 m dicken Scheiben, die mit einem Bewehrungsgrad von über 320 kg/m³ sehr hoch bewehrt sind. Abbildung 6-3 zeigt einen Längsschnitt der Hammerköpfe indem auch die Scheiben und das System der Pfeiler ersichtlich sind. In Tabelle 7-19 sind die benötigten Betonmengen der Bohrpfähle, der Pfahlkopfplatten und der Pfeiler selbst, sowie die zugehörigen Bewehrungsgrade der Bauteile dargestellt. Weitere Details zu den Mengen können dem Anhang C entnommen werden.

Mengenermittlung Pfeiler P5 und P6			
Pfeiler	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
Bohrpfähle	3.596,5	556,72	154,8
Pfahlkopf-platten	1.022,3	255,26	249,7
Pfeiler	523,7	169,27	323,2
Summe	**5.142,5**	**981,25**	**190,8**

Tabelle 7-19: Mengenermittlung Pfeiler P5 und P6

Für den gesamten Überbau im klassischen Freivorbau (von Pfeiler P6 bzw. P7 bis zum Anschluss an die Lehrgerüstabschnitte von Pfeiler P5 bzw. Widerlager A8) waren ca. 8.000 m³ Beton erforderlich. Diese Menge setzt sich in etwa aus 1.310 m³ für die Hammerköpfe auf Pfeiler P6 bzw. P7 und ca. 6.650 m³ für die Überbausegmente im klassischen Freivorbau zusammen. In Tabelle 7-20 sind des Weiteren der Bewehrungsgrad (schlaffe Bewehrung), die Schalfläche sowie die verwendete Spannstahlmenge dargestellt. Die Formeln zur Berechnung der Schalungs- und Bewehrungsgrade können in Kapitel 7.1.1 nachgeschlagen werden. Weitere Daten zur Mengenermittlung können dem Anhang C entnommen werden.

Mengenermittlung Überbau								
Überbau	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schal-fläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]	Vorspann-stahl [t]	Vorspannung pro m³ Beton	Summe Stahl [kg]/m³
Hammer-köpfe P6+P7	1.309,8	207,99	158,8	2.663,4	2,03			
Überbau 1-15	6.387,9	851,61	133,3	21.394,9	3,35			
Klassischer Freivorbau	7.697,7	1.059,6	137,7	24.058,3	3,13			
Lücken-schlüsse	266,2	35,49	133,3	1.058,4	3,98			
Freivorbau	**7.963,9**	**1.095,09**	**137,5**	**25.116,7**	**3,15**	**309,38**	**38,8**	**176,4**

Tabelle 7-20: Mengenermittlung Freivorbau

Dividiert man die 6.388 m³ Beton für den Überbau im klassischen Freivorbau durch die jeweils 15 Segmente auf Pfeiler P6 und P7, so ergeben sich je Segment durchschnittlich ca. 106,5 m³ Beton bei einem Bewehrungsgrad (schlaffe Bewehrung) von ca. 133 kg/m³ (14,19 t/Segment). Dazu kommen ca. 39 kg/m³ Vorspannstahl. Insgesamt wurden in den Überbau (inklusive Hammerkopf) ca. 310 t Spannstahl eingebaut. Dabei handelt es sich um Spannstahl der Güte St 1680/1860 mit einer Spannstahlfläche A_p von 18,00 cm² je Spannkabel. Verwendet wurden 336 Spannkabel und demnach doppelt so viele

Ankerköpfe und –platten. Bei der Herstellung der Hammerköpfe wurden je 116 leere Hüllrohre eingelegt, in die anschließend die Spannkabel eingezogen wurden. Diese 116 Spannkabel dienen ausschließlich der Abdeckung der Stützmomente, die hauptsächlich aus dem Bauzustand entstehen. Die Spannkabel für die Feldvorspannung wurden nachträglich eingezogen und an den Lisenen der Bodenplatte befestigt. Aufgrund der Anzahl der Hüllrohre und der Lisenen in der Bodenplatte ist der Freivorbau weder als einfach noch außerordentlich anspruchsvoll einzustufen. Die große Anzahl der Spannkabel ergibt sich aus dem zweizelligen Hohlkastenquerschnitt, wodurch bei den meisten Segmenten 9 Spannkabel für die Kragarmvorspannung benötigt werden.

7.2.2 Angefallene Stunden

Mit der Herstellung der Hammerköpfe wurde auf Pfeiler P6 Ende September 2010 und auf Pfeiler P7 Mitte Oktober 2010 begonnen. Die Lückenschlüsse in Feldmitte und zu den Vorlandbrücken erfolgten Ende Juli 2011. Anschließend erfolgte die Demontage der Vorbauwagen, wenngleich auch der Kragarm P6 schon im Juni fertiggestellt wurde. Somit ergibt sich für die Herstellung des gesamten Überbaus ein Zeitraum von ca. 11 Monaten (Oktober 2010 – August 2011). Zum Zeitpunkt der Auswertungen waren nur die Stunden bis Ende April 2011 bekannt. In Folge dessen wurden die Stunden für die Monate März und April gemittelt und anschließend auf die Monate Mai - August extrapoliert, da angenommen wird, dass sich die Zusammensetzung der Partien nicht wesentlich ändern wird. Die Lohnstunden der *Alpine Rumänien* wurden nicht berücksichtigt da diese Arbeiter hauptsächlich mit der Errichtung der Lehrgerüstabschnitte beschäftigt waren. Somit fielen in Summe ca. 88.000 Lohnstunden für den Freivorbau (inklusive Herstellung der Hammerköpfe und der Demontage) an, wie in Tabelle 7-21 ersichtlich ist. Die Stunden für das Verlegen der schlaffen Bewehrung sind hier nicht mit einbezogen, da der Eisenbieger pro verlegter Tonne pauschal bezahlt wurde. Weitere Informationen zu den angefallenen Stunden sind dem Anhang C zu entnehmen.

	Oktober 2010 - August 2011
Gesamtstundenanzahl Überbau Mainbridge [Std]	**87.999**

Tabelle 7-21: Lohnstunden für den Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe und Demontage der Vorbauwagen

Da auf dieser Baustelle der Frischbeton von einem nahegelegenen Betonmischwerk der Firma *Strabag* geliefert wurde, sind keine Stunden für das Betonmischwerk bzw. Pumpen- oder Mischwagenfahrer anzusetzen.

Der klassische Freivorbau im Waagebalken dauerte von Oktober 2010 bis Juli 2011. Anschließend erfolgte die Demontage der Vorbauwagen. Für den klassischen Freivorbau im Waagebalken exklusive der

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

Demontage der Vorbauwagen sind also die Monate Oktober 2010 bis Juli 2011 anzusetzen. Diese Stundenanzahl wird ermittelt, um anschließend die Aufwandswerte mit der Beska Brücke vergleichen zu können. In Summe fielen ca. 78.370 Lohnstunden an, wie Tabelle 7-22 entnommen werden kann.

	Oktober 2010 - Juli 2011
Gesamtstundenanzahl Freivorbau im Waagebalken [Std]	**78.366**

Tabelle 7-22: Lohnstunden für den Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe

Anfang Dezember 2010 wurde mit der Montage der Freivorbauwagen und dem Herstellen der ersten Segmente im Freivorbau auf Pfeiler P6 begonnen. Mitte Jänner wurde auch mit der Montage der Vorbauwagen auf Pfeiler P7 begonnen. Für die Herstellung der Freivorbausegmente 1-15 ist also der Zeitraum Dezember 2010 – Juli 2011 (Lückenschluss) anzusetzen, wobei die Stunden für Dezember nur zur Hälfte und die Stunden für Jänner nur zu ¾ den Freivorbausegmenten zuzurechnen sind, da die Herstellung des Hammerkopfes auf Pfeiler P7 bis Mitte Jänner dauerte. Die Stunden der Firma Grund-, Pfahl- und Sonderbau (Vorspannung) werden vollständig dem Freivorbau zugeordnet und die Stunden der *Alpine Rumänien* komplett weggelassen, da diese Arbeiter hauptsächlich mit der Errichtung der Lehrgerüstabschnitte beschäftigt waren. In Summe ergeben sich ca. 62.300 Lohnstunden, die teilweise auf den Kragarmen (Schalen, Betonieren, Vorspannen) bzw. durch sämtliche sonstige Tätigkeiten die im Zusammenhang mit dem Freivorbau stehen, angefallen sind. In Tabelle 7-23 ist die Zusammensetzung der Stunden dargestellt. Weitere Daten zu den Stunden können dem Anhang C entnommen werden.

	Stunden Dezember 2010 - Ende Juli 2011 [Std]
Schalen und Betonieren	55.423
Vorspannen	6.880
Summe	**62.303**

Tabelle 7-23: Stunden für die Freivorbausegmente 1-15

In Tabelle 7-24 sind die angefallenen Lohnstunden nach Bauphasen gegliedert im Überblick dargestellt. Die Stunden für die Bewehrungsarbeiten ergeben sich indem man den mittleren Aufwandswert von 2,75 Std/m³ (siehe Kapitel 7.2.4) mit der entsprechenden Betonmenge multipliziert.

Stundenermittlung Freivorbau				
	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Total
Zeitraum	01.10.2010 - 30.11.2010 = 2 Monate	01.12.2010 - 31.07.2011 = 7 Monate	01.08.2011 - 31.08.2011 = 1 Monat	01.10.2010 - 31.08.2011 = 11 Monate
	Hammerköpfe P6+P7	Segmente im klassischen Freivorbau	Demontage der Freivorbauwagen	
Schalarbeiten, Vorspann-arbeiten, Betonierar-beiten, Randstunden etc.	16.063	62.303	9.633	**87.999**
Bewehrungsarbeiten	3.602	18.299	-	**21.901**
Summe	**19.665**	**80.602**	**9.633**	**109.900**

Tabelle 7-24: Überblick über die angefallenen Lohnstunden

7.2.3 Berechnung des Mittellohnes

Unter Mittellohn werden Mittellohnkosten nach *ÖNORM B 2061* verstanden. Für die Berechnung des Mittellohnes wird der Zeitraum Oktober 2010 – Ende August 2011 betrachtet. Genaue Daten wurden von der Bauleitung über die Monate Oktober 2010 – April 2011 übermittelt. In Folge dessen wurden die Stunden und Lohnkosten für die Monate März und April gemittelt und anschließend auf die Monate Mai - August extrapoliert, da angenommen wird, dass sich die Zusammensetzung der Partien nicht wesentlich ändern wird. Neben zwei österreichischen Partien waren noch 4 rumänische Partien und 2 Partien für die Vorspannarbeiten im Einsatz, wie in Kapitel 6.1.3 bereits erläutert wurde. Für die österreichischen Partien, sowie die Firma Grund-, Pfahl- und Sonderbau (Vorspannarbeiten) wurden sowohl die Anzahl der Arbeitskräfte, die angefallenen Lohnstunden als auch die Lohnkosten übermittelt. Über den rumänischen Subunternehmer *Highbridge Construct* (kam erst im November 2010 auf die Baustelle) waren nur die abgerechneten Lohnstunden und –kosten bekannt. Um auf die Anzahl der Arbeitskräfte rückschließen zu können wurden pro Arbeiter und Montag 185 Arbeitsstunden angenommen (siehe Kapitel 6.1.3). Somit ergibt sich der Mittellohn zu **27,04 €/Std**. Tabelle 7-25 zeigt die Zusammensetzung des Mittellohnes und die durchschnittlich auf der Baustelle vorhandenen Arbeitskräfte.

	Durchschnittliche Anzahl der Arbeitskräfte [AK]	Kosten [€]	Lohnstun-den [Std]	Mittellohn [€/Std]
GPS	2,00	224.361,51	2.648	84,72
Alpine Austria	11,82	1.025.894,42	23.055	44,50
PORR	6,36	566.131,38	11.358	49,84
Highbridge Construct	27,53	563.151,84	50.938	11,06
Summe	**47,71**	**2.379.539,15**	**87.999**	**27,04**

Tabelle 7-25: Zusammensetzung des Mittellohnes

7.2.4 Aufwandswerte

Mit der bekannten Stundenanzahl und den berechneten Mengen kann nun auf die Aufwandswerte rückgeschlossen werden. Die Aufwandswerte ergeben sich, indem man die Summe der Lohnstunden durch die Produktionsmenge, in diesem Fall die Betonmenge, dividiert, wie in Formel 7-3 dargestellt ist.

Betrachtet man den gesamten Freivorbau, also die Hammerköpfe, den Freivorbau im Waagebalken und die Demontage der Vorbauwagen so ergeben sich mit den in Kapitel 7.2.1 und 7.2.2 berechneten Mengen und Lohnstunden, 11,05 Std/m³ (exklusive Eisenbieger, dieser wird pro eingebauter Tonne pauschal bezahlt). Dieser Wert beinhaltet sämtliche auf der Baustelle im Zeitraum Oktober 2010 – August 2011 für den Freivorbau angefallene Stunden (Arbeitsstunden Freivorbau, Magazin, Randstunden etc.).

Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.963,9	87.999	**11,05**

Tabelle 7-26: Gesamtaufwandswert exklusive Eisenbieger

Für den Einbau der schlaffen Bewehrung wird der Ansatz für die Segmente im klassischen Freivorbau übernommen, da für das Verlegen der Bewehrung in den Hammerköpfen keine Daten vorhanden sind. In Folge dessen ergeben sich 2,75 Std/m³. Diese Berechnung stützt sich auf folgende Überlegung: Der Eisenbieger (ca. 12-14 Mann) benötigt in etwa 4,5 Tage (4 Tage ohne Lisenen, 5 Tage mit Lisenen) zum Verlegen der Bewehrung auf beiden Kragarmseiten. Bei einer durchschnittlichen Einbaumenge von 28,39 t/Segmentpaar (siehe Kapitel 7.2.1) und einer täglichen Arbeitszeit von 10 h/d ergeben sich 585 Lohnstunden pro Segmentpaar und in weiterer Folge 20,61 Std/t. (siehe Formel 7-3). Multipliziert mit dem durchschnittlichen Bewehrungsgrad für die Segmente im Waagebalken von 0,133 t/m³ ergeben sich 2,75 Std/m³ für den Eisenbieger. Addiert man die 11,05 Std/m³ aus Tabelle 7-26 und die 2,75 Std/m³ für den Eisenbieger, so ergeben sich 13,80 Std/m³ wie in Tabelle 7-27 dargestellt ist.

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Magazin, Randstunden etc.	11,05
Verlegen der schlaffen Bewehrung	2,75
Summe für Überbau Mainbridge	**13,80**

Tabelle 7-27: Gesamtaufwandswert inklusive Eisenbieger

Für den klassischen Freivorbau im Waagebalken, inklusive Hammerköpfe fielen 78.366 Lohnstunden (exklusive Eisenbieger) an, wie in Tabelle 7-22 ersichtlich ist. Bildet man den Quotienten aus den angefallenen Stunden und der verarbeiteten Betonmenge von 7.964 m³, so ergibt sich der Aufwandswert zu 9,84 Std/m³. Addiert man zu diesem Wert die 2,75 Std/m³ für den Eisenbieger so ergibt sich der in Tabelle 7-28 dargestellte Aufwandswert von 12,59 Std/m³.

Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.963,9	78.366	**9,84**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Magazin, Randstunden etc.	9,84
Verlegen der schlaffen Bewehrung	2,75
Summe für klassischen Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe	**12,59**

Tabelle 7-28: Aufwandswert für den klassischen Freivorbau im Waagebalken inklusive Herstellung der Hammerköpfe

Für die Freivorbausegmente 1-15 im Waagebalken (inklusive Lückenschlüsse) ergeben sich laut Tabelle 7-23 62.303 Lohnstunden bei einer Betonmenge von 6.654 m³. Nach Formel 7-3 ergibt sich somit ein Aufwandswert von 9,36 Std/m³ exklusive Eisenbieger und 12,11 Std/m³ inklusive Eisenbieger, wie in Tabelle 7-29 dargestellt ist.

Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
6.654,1	62.303	**9,36**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	9,36
Verlegen der schlaffen Bewehrung	2,75
Summe für Überbausegmente 1-15	**12,11**

Tabelle 7-29: Aufwandswert Überbausegmente 1-15

Betrachtet man diese 12,11 Std/m³ genauer, so ist ersichtlich, dass sie nahezu ausschließlich auf den Kragarmen entstehen. Tabelle 7-30 zeigt die Zusammensetzung der Aufwandswerte. Für die Randstunden (Stunden die nicht auf den Kragarmen entstehen, z.B. Nacharbeiten, Aufräumen, Montage und Demontage etc.) wurde ein Wert von 1,0 Std/m³ angenommen (von den Stunden für die Schalungsarbeiten abgezogen). Die notwendigen Daten wurden von der Bauleitung übermittelt, bzw. im Zuge der Baustellenbeobachtungen ermittelt. Folgende Ansätze wurden gewählt: Für das Betonieren benötigten 18 Mann ca. 10 Stunden, inklusive Vorbereiten für die Betonage und anschließendem Wegräumen. Bei den Vorspannarbeiten wird angenommen, dass die zwei Spannmeister (Dekadenbetrieb) jeweils von 2 Arbeitern der Firma *Highbridge Construct* unterstützt wurden. Des Weiteren wurden die Lohnstunden für das Schalen und Bewehren mittels der Schalungs- und Bewehrungsgrade aus Tabelle 7-20 auf Std/m² und Std/t umgerechnet.

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen	6,48
Bewehren	2,75
Betonieren	0,85
Vorspannen	1,03
Stunden auf Kragarmen entstanden	**11,11**
Randstunden	1,00
Gesamt	**12,11**

Schalungsgrad [m²/m³]	Aufwandswert [Std/m²]	Bewehrungsgrad [kg/m³]	Aufwandswert [Std/t]
3,35	**1,93**		
		133,3	**20,63**

Tabelle 7-30: Zusammensetzung der Aufwandswerte

Der Aufwandswert für die Schalarbeiten ergibt sich also zu 6,48 Std/m³ oder 1,93 Std/m², der für das Betonieren zu 0,85 Std/m³. Teilt man diese

6,48 Std/m³ weiter auf, so ergeben sich für gewisse Teilabläufe folgende Aufwandswerte, wie in Tabelle 7-31 dargestellt ist. Diese Werte basieren sowohl auf Informationen der Bauleitung, als auch auf den durchgeführten Baustellenbeobachtungen.

Teilaufwandswerte Freivorbau [Std/m³] und [Std/m²]				
	Ausschalen, Stirnabschalung entfernen, Fahrschiene vorschieben	Vorfahren des Freivorbauwagens	Einrichten des Freivorbauwagens, Stirnabschalung Bodenplatte und Stege	Innenschalwagen vorziehen und Stegschalung schließen, Lisenen schalen,
Anteil am Aufwands-wert Schalen	17,4%	17,4%	13,0%	52,2%
Aufwands-wert [Std/m³]	1,13	1,13	0,84	3,38
Aufwands-wert [Std/m²]	0,34	0,34	0,25	1,01

Tabelle 7-31: Teilaufwandswerte Schalungspartie

Für das Vorspannen und nachträgliche Verpressen der Spannkabel wurden 1,03 Std/m³ bzw. 26,5 Std/t benötigt. Diese Stunden werden nicht näher aufgeteilt, da sich die Anzahl der Hüllrohre, die Anzahl der Spannkabel und die Spannkabellänge kontinuierlich ändern. Folgende Ansätze können als Anhaltswerte dienen:

- Vorspannen: 3-4 Mann à ½ Tag = 15-20 Std
- Einschießen der Spannkabel: 3 Mann à 1 Tag = 30 Std
- Hüllrohre einlegen: Mittlerer Abschnitt Arad ca. 4 Mann à ¾ Tag je Kragarmseite = 60 Std je Segmentpaar

7.2.5 Vergleich verschiedener Arbeitskolonnen

Im Rahmen dieser Arbeit wurde versucht, durch eine veränderte Zusammensetzung der Arbeitskolonnen einen kostengünstigeren und schnelleren Ablauf zu ermöglichen. Dabei können nur die Schalungspartien am Freivorbau (2 Österreichische Partien, 4 Partien *Highbridge Construct*; *Alpine Rumänien* wird nur für Lehrgerüstab-schnitte eingesetzt) verändert werden. Alle weiteren Tätigkeiten bleiben gleich erhalten (z.B. Vorspannen). So wie der Freivorbau ausgeführt wurde, wurde je Pfeiler durchschnittlich alle 9,25 Tage ein Takt betoniert. Der jeweils erste Abschnitt (Dauer jeweils ca. 2 Monate) ist in dieser Taktzeit nicht mit einbezogen, da vor allem die Montage der Freivorbauwagen sehr lange dauerte. Es ist offensichtlich, dass beim Aufbau der Vorbauwagen Verbesserungspotential vorhanden ist. Dieser Verbesserungsansatz wird aber nicht weiter verfolgt, da auch vor allem die Witterungsverhältnisse (Schnee und Eis) den Aufbau verzögerten.

Eine Möglichkeit hätte darin bestanden, den Freivorbau mit drei österreichischen Partien auszuführen. Die zusätzliche österreichische Partie hätte eine Partie der Firma *Highbridge Construct* ersetzt. Der

höhere Mittellohn hätte sich nur rentiert, wenn dadurch der Zeitpunkt des Lückenschlusses wesentlich vorgezogen werden hätte können. Dazu wurden Ansätze mit einer durchschnittlichen Taktzeit von 9 bzw. 8,5 bzw. 8 Tagen pro Takt (ohne den ersten Abschnitt, dieser wurde nicht berücksichtigt) dargestellt. Lediglich Variante 2, mit einer Taktzeit von 8,5 Tagen erscheint realistisch und sinnvoll, hätte aber Mehrkosten von knapp 110.000 € mit sich gezogen.

Eine weitere Möglichkeit wäre gewesen, den Freivorbau mit 4 österreichischen Partien auszuführen, wobei 2 Partien der Firma *Highbridge Construct* die Österreicher als Helfer unterstützt hätten. Der höhere Mittellohn hätte sich wieder nur rentiert, wenn dadurch der Zeitpunkt des Lückenschlusses vorgezogen werden hätte können. Dazu wurden wieder Ansätze mit einer durchschnittlichen Taktzeit von 9 bzw. 8,5 bzw. 8 Tagen pro Takt (ohne den ersten Abschnitt, dieser wurde nicht berücksichtigt) dargestellt. Die Variante mit einem Takt von 8 Tagen hätte eine Zeitersparnis von ca. 2,5 Wochen gebracht, allerdings Mehrkosten von über 190.000 €. Des Weiteren wäre in diesem Fall zu prüfen ob überhaupt vier eingespielte Freivorbaupartien in diesem Zeitraum zur Verfügung gestanden wären, was als unwahrscheinlich gilt.

Die dritte Möglichkeit hätte darin bestanden, den Freivorbau nur mit Arbeitern der Firma *Highbridge Construct* durchzuführen. In diesem Fall hätte allerdings untersucht werden müssen, ob die Qualität dieser Arbeiter ausgereicht hätte, den Freivorbau selbständig, ohne österreichische Vorarbeiter auszuführen. Der niedrigere Mittellohn und die Qualität der Arbeitskräfte hätten den Zeitpunkt des Lückenschlusses zeitlich nach hinten verschoben. Dazu wurden Ansätze mit einer durchschnittlichen Taktzeit von 12 bzw. 11 bzw. 10 Tagen pro Takt (ohne den ersten Abschnitt, dieser wurde nicht berücksichtigt) dargestellt. Die Variante mit einem Takt von 11 Tagen hätte eine Zeitverlängerung von ca. 3,5 Wochen mit sich gebracht, allerdings eine Kostenersparnis von etwa 310.000 €. Diese Variante schied von vornherein aus, da der Bau der Mures Brücke ursprünglich am kritischen Weg des Projektes „Arad Bypass“ gelegen wäre und eine möglichst kurze Bauzeit angestrebt wurde.

Des Weiteren muss beachtet werden, dass vor allem der Einbau der schlaffen Bewehrung viel Zeit in Anspruch nahm und der Eisenbieger am kritischen Weg lag. Vor allem beim Einbau der Lisenen in der Bodenplatte hätte der Eisenbieger viel Zeit gewinnen können. Im Normalfall benötigen 12 Eisenbieger ca. 4 Tage à 10 h/d zum Einbau der etwa 28 Tonnen Bewehrung. Waren Lisenen in der Bodenplatte vorhanden, erhöhte sich die Arbeiterzahl auf 14 und die Dauer auf ca. 5 Tage.

Tabelle 7-33 gibt einen Überblick über die verschiedenen Varianten. Es sei angemerkt, dass bei diesem Projekt die Einhaltung eines 8-Tage

Taktes durchaus möglich gewesen wäre, sofern der Eisenbieger seine Leistung forciert hätte bzw. in der Nacht gearbeitet hätte. Weiteres ist ersichtlich, dass die Ist-Zusammensetzung eine recht schnelle Variante mit einem relativ hohen Mittellohn darstellt. Die Gerätemietkosten sind in dieser Berechnung ebenfalls dargestellt, da die Freivorbauwagen und andere Geräte angemietet wurden. Eine Aufstellung der Gerätemiet-kosten, welche erheblich die Wirtschaftlichkeit der Baustelle beeinflussen ist in Tabelle 7-32 dargestellt.

Gerätename	Monatsmiete [€]	Gesamtmonatsmiete [€]
4 x Dokaschalwägen	55.000,00	
FVB - Nebenkosten	3.850,00	
3 x Manitou Hubgerät für Horizontaltransport	11.000,00	
Baustelleneinrichtung	5.000,00	**94.850,00**
225to - Mobil-Kran	7.500,00	
50to - Mobil-Kran	5.000,00	
Vorspanngerätschaften	7.500,00	

Tabelle 7-32: Aufstellung der Gerätemietkosten[239]

Wäre im Zuge einer veränderten Zusammensetzung der Arbeitskolonnen ein schnellerer Takt erzielt worden, hätten sich auch die Gerätemietkosten reduziert. Bei einer längeren Taktzeit hätten sich diese entsprechend erhöht, wie in Tabelle 7-33 ersichtlich ist.

	Elemente abzüglich erster Abschnitt	Angestrebter/ erreichter Takt	Dauer Ges. [Tagen]	Kosten [Mio. €]	Mehrkosten ohne Geräte [€]	Zeitverlängerung [Tagen]	Zusätzliche Gerätemietkosten [€]	Mehrkosten [€]
IST-Zusammensetzung	14	9,25	129,5	0,992	-	-	-	-
Eine weitere Österreichische Partie	14	9	126	1,179	186.945,5	-3,5	-11.065,83	175.879,7
	14	8,5	119	1,133	141.317,5	-10,5	-33.197,50	108.120,0
	14	8	112	1,066	74.671,8	-17,5	-55.329,17	19.342,6
4 Österreichische Partien	14	9	126	1,392	400.692,6	-3,5	-11.065,83	389.626,8
	14	8,5	119	1,315	323.339,7	-10,5	-33.197,50	290.142,2
	14	8	112	1,238	245.986,8	-17,5	-55.329,17	190.657,6
Nur mit Rumänen	14	12	168	0,655	-336.670,4	38,5	121.724,2	-214.946,2
	14	11	154	0,600	-391.252,9	24,5	77.460,8	-313.792,0
	14	10	140	0,546	-445.835,3	10,5	33.197,5	-412.637,8

Tabelle 7-33: Vergleich verschiedener Arbeitspartien

[239] Vgl. Fachgespräch mit Herrn DI (FH) Sven Riedel, Bauleiter der Firma Porr Technobau und Umwelt AG, am 01.07.2011

7.2.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Tabelle 7-34 gibt einen Überblick über die benötigten Beton-, Bewehrungs- und Schalungsmengen der einzelnen Bauteiltypen und zeigt die dazugehörigen Schalungs- und Bewehrungsgrade.

Mures Bridge	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schal-fläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]
Pfahlkopfplatte	1.022,30	255,26	249,70	366,81	0,36
Pfeiler	523,70	169,27	323,21	1.087,35	2,08
Pfeiler Gesamt	**1.546,00**	**424,53**	**274,60**	**1.454,16**	**0,94**
Hammerköpfe	1.309,8	207,99	158,80	2.663,4	2,03
Freivorbau-segmente klassich	6.387,9	851,61	133,32	21.394,9	3,35
Lückenschlüsse	266,2	35,49	133,32	1.058,4	3,98
Überbau Gesamt	**7.963,90**	**1.095,09**	**137,51**	**25.116,70**	**3,15**
Summe Brücke	**9.509,90**	**1.519,62**	**159,79**	**26.570,86**	**2,79**

Tabelle 7-34: Schalungs- und Bewehrungsgrade nach Bauteiltypen

Abbildung 7-2 zeigt die Aufwandswerte der Mures Brücke zusammengefasst und unterteilt in Hammerköpfe, Freivorbausegmente und Demontage der Freivorbauwagen.

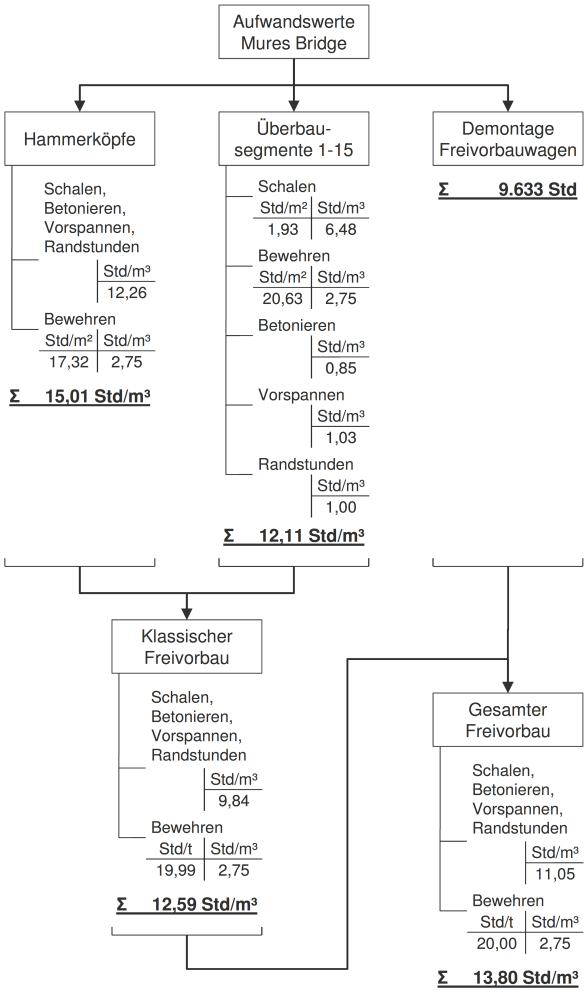


Abbildung 7-2: Zusammenfassung Aufwandswerte Mures Brücke

8 Vergleich der Projekte

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der *REFA* Analyse und der Nachkalkulation für die Projekte Mures Brücke und Beska Brücke gegenübergestellt und miteinander verglichen.

8.1 Allgemeines

Auch wenn beide Brücken im klassischen Freivorbau ausgeführt wurden, so lassen sie sich nur bedingt miteinander vergleichen. Ein wesentlicher Unterschied liegt darin, dass die Beska Brücke als einzelliger und die Mures Brücke als zweizelliger Hohlkastenquerschnitt ausgeführt wurde. Die Beska Brücke überquert die ca. 400 m breite Donau, während der Fluss Mures eine Breite von ca. 100 m aufweist. Daher ergibt sich für die Beska Brücke eine Hauptspannweite von 210 m und für die Mures Brücke von 150 m. Weiteres war auf der Beska Brücke der Bau von 3 Strompfeilern notwendig (Pfeiler 42, 43 und 44), während in Arad alle Pfeiler im Vorlandbereich gegründet sind. Zusätzlich wurde in Beska ein baustelleneigenes Betonmischwerk errichtet, während der Beton in Arad aus einem separaten Mischwerk geliefert wurde.

Auch die Logistik gestaltete sich auf der Beska Brücke wesentlich schwieriger, bedingt durch die großen Pfeilerhöhen von über 50 m. An jedem der vier Pfeiler war ein Turmdrehkran positioniert, der den Vertikaltransport sicherstellte. In Arad war lediglich der Einsatz von 2 mobilen Autokranen erforderlich, um die Bewehrung auf die Kragarme heben zu können, bzw. um die Montage und Demontage der Freivorbauwagen sicherzustellen.

Gearbeitet wurde in Beska mit Freivorbauwagen der Fa. *Structuras* während in Arad der moderne Freivorbauwagen der Fa. *Doka* zum Einsatz kam. Auch die Qualität der Arbeitspartien weist Unterschiede auf: In Serbien waren für den Freivorbau 2 einheimische serbische Partien und 2 ausländische Partien (Bulgaren und Ungarn) im Einsatz. In Arad wurde der Freivorbau von 2 erfahrenen österreichischen Partien geleitet, unterstützt durch 4 rumänische Partien. Dieser Unterschied schlägt sich auch in den Mittellöhnen nieder, welche in Kapitel 8.3.4 verglichen werden.

In Tabelle 8-1 sind einige Kennzahlen der beiden Brücken gegenübergestellt.

	Beska Bridge Serbien	Mures Bridge Rumänien
Gesamtlänge der Brücke [m]	2.213 m	429,5
Hauptspannweite [m]	210 m	150 m
Freivorbau im Waagebalken [m]	420 m	305 m
Gesamtbetonmenge [m³]	17.880 m³	13.106 m³
Bewehrung (gesamte Brücke) [t]	2.560 t	2.076 t
Qurschnittsform	Einzelliger Hohlkasten	Zweizelliger Hohlkasten
Freivorbauwagen	Fa. Structuras	Fa. DOKA
Anzahl der Freivorbauwagen	4	4
Geräte für Verikaltransport	4 Turmdrekrane	2 Autokrane

Tabelle 8-1: Gegenüberstellung Beska - Arad

8.2 *REFA* Analyse

Wie in den vorigen Abschnitten dargestellt, wurde im Rahmen dieser Arbeit eine *REFA*-Analyse der Schalungs- und Betonierpartien durchgeführt, um einerseits Stillstandszeiten und Produktivitätsverluste zu ermitteln und um andererseits Aufwandswerte für Teilvorgänge, wie z.B. das Vorfahren der Freivorbauwagen zu ermitteln.

Während der Aufnahmen wurde den Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten besondere Beachtung geschenkt, wie in Kapitel 5.2 und 6.2 ersichtlich ist. Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten beschreibt jenen Prozentsatz indem die Arbeiter effektiv auf der Baustelle arbeiten, ohne jegliche Störungen und Unterbrechungen. Dieser Anteil ist sowohl abhängig von den angefallenen Arbeiten, als auch von der Arbeitsmoral, der Arbeitskultur und der Arbeitsbereitschaft der Arbeitskräfte. Unabhängig davon über welchen Zeitraum die Partien aufgenommen worden wären, können die Ergebnisse nicht vollständig miteinander verglichen werden, weil es sich um zwei unterschiedliche Projekte mit unterschiedlichen Rand- und Bauwerksbedingungen handelt. Während der Aufnahmen wurden je Partie unterschiedliche Tätigkeiten beobachtet, wie beispielsweise das Vorfahren des Freivorbauwagens oder das Schließen der Stegschalungen, was einen Vergleich zusätzlich erschwert. Jede Partie über einen vollen Takt zu begleiten wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht beabsichtigt und war auch aus statistischer Sicht nicht erforderlich. In den Kapiteln 8.2.1 und 8.2.2 sind die Gesamtergebnisse der *REFA*-Analyse der einzelnen Partien dargestellt, die als Grundlage für die weiteren Vergleiche dienen.

8.2.1 Schalungspartien

Auf der Beska Brücke in Serbien waren für den Freivorbau 4 Schalungs- und Betonierpartien im Einsatz, in Arad 2 österreichische Partien unterstützt durch 4 rumänische Partien. Die *REFA* Auswertungen der

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

Schalungsarbeiten aus Kapitel 5.2 und 5.3 sind in Abbildung 8-1 und 8-2 nochmals dargestellt. Abbildung 8-3 zeigt eine Gegenüberstellung der Schalarbeiten in Serbien und Rumänien.

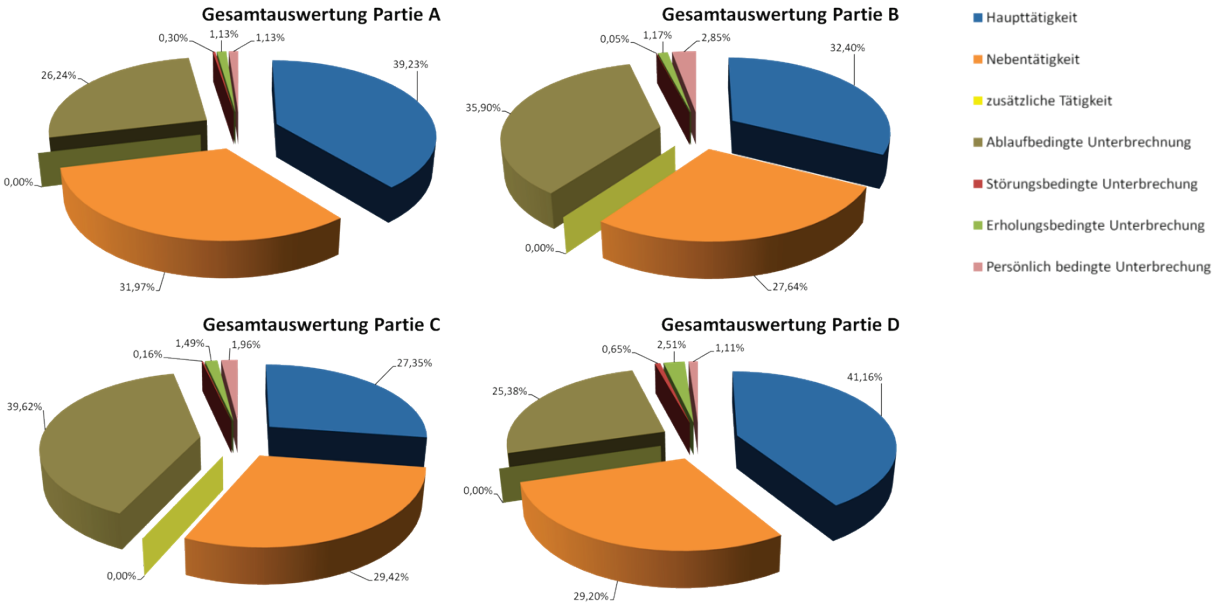


Abbildung 8-1: Auswertung der *REFA*-Analyse Beska Brücke

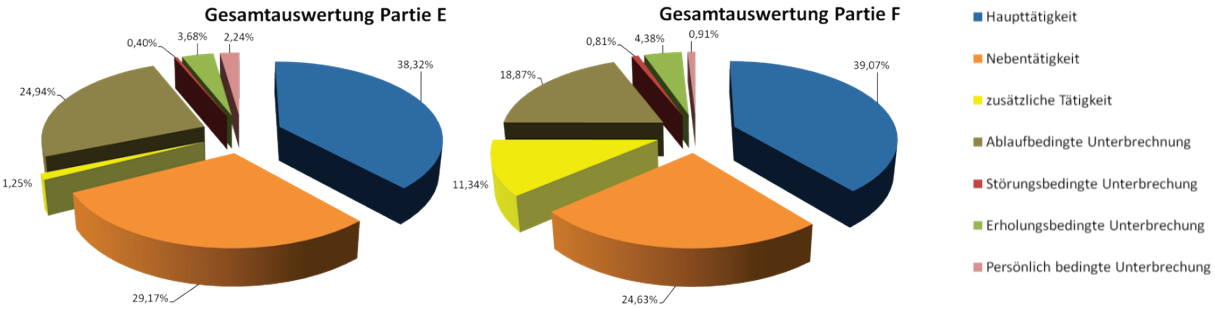


Abbildung 8-2: Auswertung der *REFA* Analyse Mures Brücke

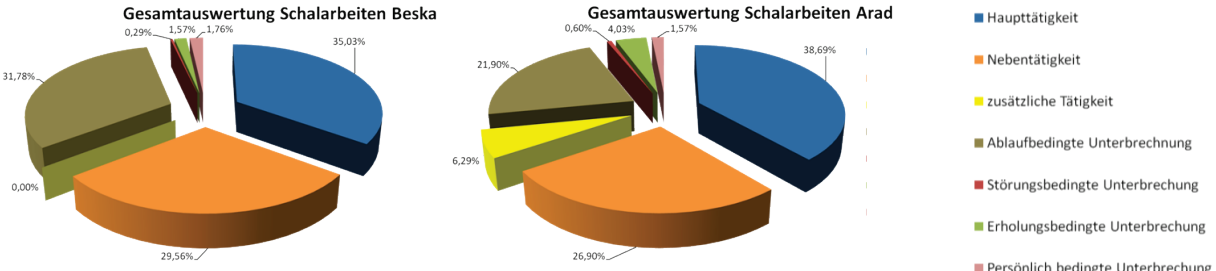


Abbildung 8-3: Vergleich der Schalarbeiten in Beska (links) und Arad (rechts)

In folgender Tabelle sind die Ergebnisse aus Abbildung 8-1 und 8-2 der Übersicht halber nochmals zusammengefasst und gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten der Partie D und der Partie A, sowie der Partien E und F bei

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

ca. 70 % liegt (Ausnahme Partie F ca. 75 %). Der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten der Partien B und C liegt ca. 10-15 % unter diesem Wert, was einerseits auf die aufgenommenen Arbeiten, andererseits auf die Arbeitsmoral und die große Anzahl an Arbeitskräften zurückzuführen ist. Auf der Mures Brücke wurden die rumänischen Arbeiter durch die österreichischen Partien und Vorarbeiter gut eingeteilt und eingesetzt. Es ist Weiteres erkennbar, dass der Anteil der ablaufbedingten Unterbrechungen bei den serbischen Partien um ca. 10-20 % höher ist als bei den übrigen. Die zusätzlichen Tätigkeiten der Partien E und F entstanden durch das Umdrehen der Schaltafeln in der Bodenplatte. Dies ist während eines normalen Taktes nicht notwendig und wurde daher als zusätzliche Tätigkeit verbucht. Der Einfluss der Witterung ist in den Aufnahmen ebenso erkennbar: Während der Aufnahmen in Rumänien war das Wetter sommerlich heiß, während bei den Aufnahmen in Serbien angenehmes Frühlingswetter herrschte. Es sei angemerkt, dass sich die erholungsbedingten Unterbrechungen umgekehrt proportional zu den ablaufbedingten Unterbrechungen verhielten. Wurden viele ablaufbedingte Unterbrechungen verzeichnet, so sank die Anzahl der erholungsbedingten Pausen, da die Arbeiter weniger belastet wurden.

	Partie A [%]	Partie B [%]	Partie C [%]	Partie D [%]	Partie E [%]	Partie F [%]
Haupttätigkeiten	39,23	32,40	27,35	41,16	38,32	39,07
Nebentätigkeiten	31,97	27,64	29,42	29,20	29,17	24,63
Zusätzliche Tätigkeiten	0,00	0,00	0,00	0,00	1,25	11,34
Summe Haupt-, Neben- und zusätzliche Tätigkeiten	**71,20**	**60,04**	**56,77**	**70,36**	**68,74**	**75,04**
Ablaufbedingte Unterbrechungen	26,24	35,90	39,62	25,38	24,94	18,87
Störungsbedingte Unterbrechungen	0,30	0,05	0,16	0,65	0,40	0,81
Erholungsbedingte Unterbrechungen	1,13	1,17	1,49	2,51	3,68	4,38
Persönlich bedingte Unterbrechungen	1,13	2,85	1,96	1,11	2,24	0,91

Tabelle 8-2: Zusammenfassung der prozentuellen Anteile der Ablaufarten

Auch wenn sich bei der Auswertung der Arbeitspartien einige Unterschiede in der Zusammensetzung der Ablaufarten ergaben, so sind die ablaufbedingten Unterbrechungen bei beiden Projekten hauptsächlich auf folgende Faktoren zurückzuführen (detaillierte Auswertungen siehe Kapitel 5.2.7 und 6.2.5):

- Verlustzeiten durch den Weg zum Arbeitsplatz zu Arbeitsbeginn und –ende bzw. vor und nach Pausen. (Wahl des Aufzugsystems)
- Warten auf den Eisenbieger der bei beiden Projekten zumindest teilweise (vor allem in Arad) am kritischen Weg lag. (Nachtarbeit)
- Verlangsamte Festigkeitsentwicklung des Betons verzögerte das Vorspannen und den gesamten Takt. (jahreszeitabhängig)
- Die große Anzahl an Arbeitskräften führte häufig zu Stehzeiten, da die Arbeiter nicht ausgelastet waren, vor allem an den Tagen der Dekadenüberschneidung. (kaum zu reduzierende Verlustzeiten)
- Während des Vorfahrens und des Einrichtens des Freivorbauwagens kam es zwangsweise zu Stehzeiten, da für diese Tätigkeit nur eine

geringe Anzahl an Arbeitskräften erforderlich ist. (Wahl des Freivorbauwagens)

- Das Vorbereiten für die Betonage stellte sich ebenso als nicht effektive Arbeit heraus.

8.2.2 Betonieren

Die Betonierarbeiten wurden sowohl in Serbien als auch in Rumänien von den Schalungspartien durchgeführt. In Serbien wurde das Betonieren im Waagebalken zweimal, in Rumänien nur einmal aufgenommen. Die *REFA* Auswertungen der Betonierarbeiten aus Kapitel 5.2.5 und 6.2.3 sind in Abbildung 8-4 nochmals dargestellt. Abbildung 8-5 zeigt eine Gegenüberstellung der Betonierarbeiten in Serbien und Rumänien.

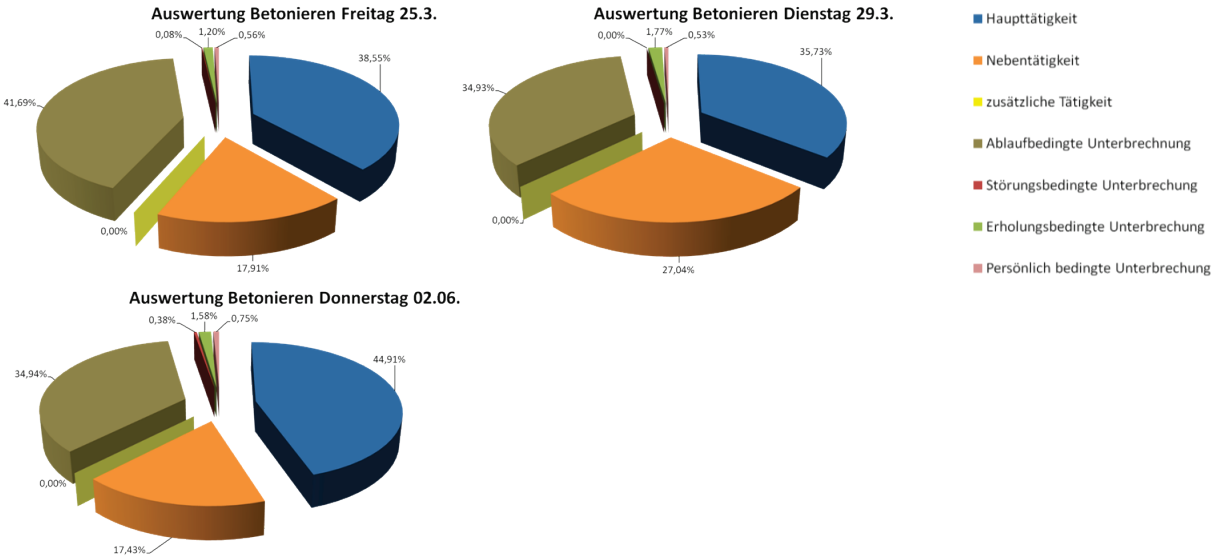


Abbildung 8-4: Ergebnisse der *REFA* Analyse Betonieren Beska (oben) und Arad (unten)

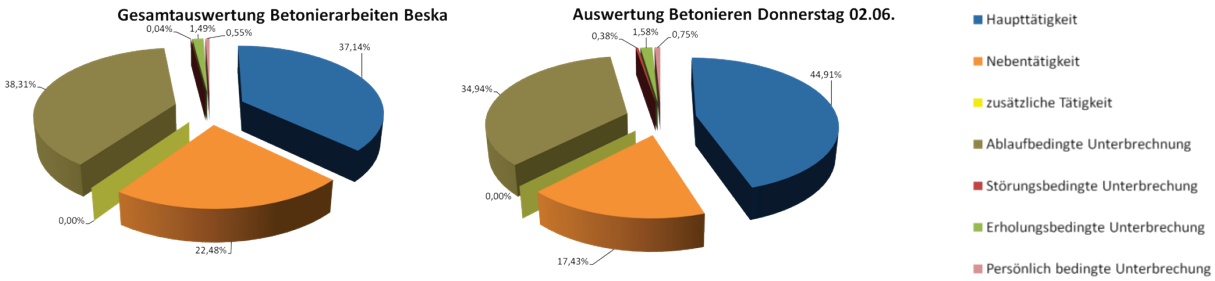


Abbildung 8-5: Vergleich der Betonierarbeiten in Beska (links) und Arad (rechts)

In der folgenden Tabelle sind die Ergebnisse aus Abbildung 8-4 und 8-5 der Übersicht halber nochmals zusammengefasst und gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass der Anteil der Haupt-, Neben- und

TU Graz
institut für baubetrieb + bauwirtschaft
projektentwicklung + projektmanagement

zusätzlichen Tätigkeiten während der Betonierarbeiten zwischen ca. 56 und 63 % lag. Die ablaufbedingten Unterbrechungen betrugen zwischen 35 und 40 %. Besonders interessant ist, dass trotz des baustelleneigenen Betonmischwerks in Beska die ablaufbedingten Unterbrechungen mehr als ⅓ der Gesamtzeiten ausmachten. Dies ist bedingt durch die große Anzahl an Arbeitskräften und die Betonage mit nur einer stationären Betonpumpe. Die Erholungszeit ergab sich bedingt durch die ablaufbedingten Unterbrechungen zu ca. 1,2 % bis 1,8 %. Weiteres ist hervorzuheben, dass, obwohl in Rumänien mit zwei mobilen Autopumpen betoniert wurde, der Anteil der Haupt-, Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten im Vergleich zur Beska Brücke gleich blieb (dort wurde nur eine Pumpe eingesetzt). Dies ist auf die langen Wartezeiten auf den Beton zurückzuführen, der von einem separaten Mischwerk geliefert wurde.

	Serbien 25.03.2011 [%]	Serbien 29.03.2011 [%]	Rumänien 02.06.2011 [%]
Haupttätigkeiten	38,55	35,73	44,91
Nebentätigkeiten	17,91	27,04	17,43
Zusätzliche Tätigkeiten	0,00	0,00	0,00
Summe Haupt-, Neben- und zusätzliche Tätigkeiten	**56,46**	**62,77**	**62,34**
Ablaufbedingte Unterbrechungen	41,69	34,93	34,94
Störungsbedingte Unterbrechungen	0,08	0,00	0,38
Erholungsbedingte Unterbrechungen	1,20	1,77	1,58
Persönlich bedingte Unterbrechungen	0,56	0,53	0,75

Tabelle 8-3: Zusammenfassung der Ablaufanteile für das Betonieren

Die großen Verlustzeiten während des Betonierens sind hauptsächlich auf folgende Punkte zurückzuführen (detaillierte Auswertung siehe Kapitel 5.2.7 und 6.2.5):

- Der Zeitraum vor Betonierbeginn war sehr unproduktiv (die ersten 1-1,5 Stunden).
- Die große Anzahl an Arbeitskräften führte häufig zu Stehzeiten, da die Arbeiter teilweise nicht ausgelastet waren (vor allem in Serbien da nur mit einer Pumpe betoniert wurde).
- Warten auf Beton (nur in Rumänien).
- Zeitraum nach Betonierende war ebenfalls sehr unproduktiv (ca. letzten 30 – 60 Minuten).

8.2.3 Vergleich *REFA* Analyse Hochbau

In diesem Kapitel werden die Gesamtauswertungen der Schal- und Betonierarbeiten mit einer *REFA* Analyse aus dem Hochbau verglichen. Im Zuge einer *REFA* Analyse wurden die Bewehrungsarbeiten bei Ortbetondecken anhand drei verschiedener Projekte untersucht. Nachfolgend werden ausschließlich Unterschiede hinsichtlich der Tätigkeitsverteilung betrachtet. In Abbildung 8-6 ist die Tätigkeits-

verteilung der Bewehrungsarbeiten, in Abbildung 8-7 die der Beska und der Mures Brücke dargestellt.

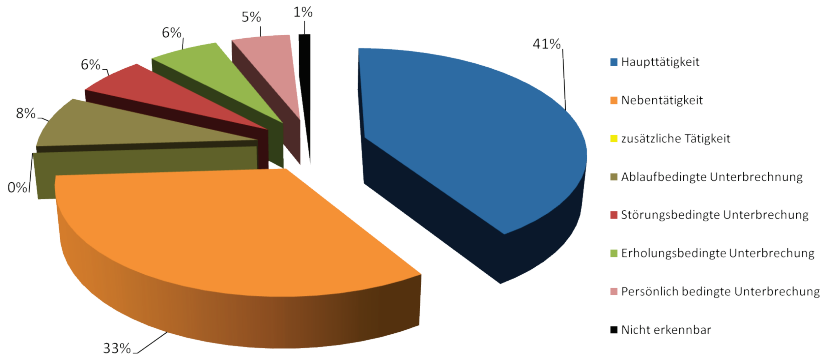


Abbildung 8-6: Verteilung der Bewehrungsarbeiten nach *Hofstadler*[240]

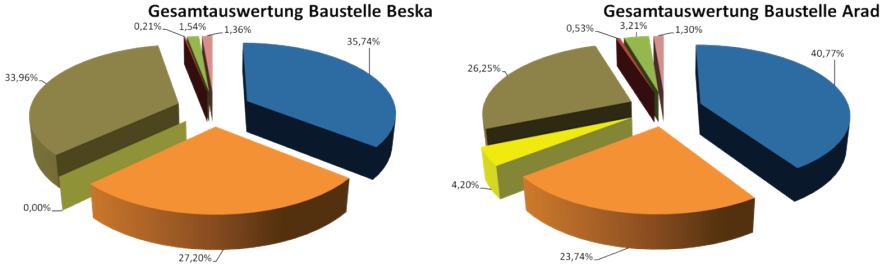


Abbildung 8-7: Ergebnisse *REFA* Analyse Beska (links) und Arad (rechts)

Ein Vergleich der Tätigkeitsverteilungen zeigt, dass der Anteil der ablaufbedingten Unterbrechungen in Beska und Arad überdurchschnittlich hoch war. Dies ist auf die große Anzahl an Arbeitskräften zurückzuführen, die während der Arbeiten teilweise nicht ausgelastet waren. Weitere ablaufbedingte Unterbrechungen ergaben sich durch das Warten auf die Bewehrer, das gewählte Aufzugsystem und die verlangsamte Festigkeitsentwicklung des Betons. Der Anteil der störungsbedingten, erholungsbedingten und persönlich bedingten Unterbrechungen war hingegen deutlich niedriger, da sich diese Unterbrechungen in etwa annähernd umgekehrt proportional zu den ablaufbedingten Unterbrechungen verhielten. Wurden viele ablaufbedingte Unterbrechungen verzeichnet, so sank die Anzahl der erholungsbedingten Pausen, da die Arbeiter weniger belastet wurden. Auch die Klärung störungsbedingter Unterbrechungen (z.B. Klärung fehlender Maßangaben) konnte während ablaufbedingter Unterbrechungen durchgeführt werden (z.B. Warten auf Bewehrer). Persönlich bedingte Unterbrechungen, wie z.B. Privatgespräch mit

[240] HOFSTADLER, C.; FRANZL, G.: Bewehrungsarbeiten im Baubetrieb, S. 192

Kollegen oder Rauchen wurden ebenfalls großteils während der ablaufbedingten Unterbrechungen verzeichnet. Der große Anteil zusätzlicher Tätigkeiten auf der Baustelle in Arad ist durch das Umdrehen der Schaltafeln in der Bodenplatte zu begründen (siehe Kapitel 4.4.3). Die Summe der Haupt,- Neben- und zusätzlichen Tätigkeiten ergibt sich zu ca. 74 % für die Bewehrungsarbeiten, verglichen mit 63 % bzw. 69 % für die Projekte in Beska bzw. Arad.

Die Zusammensetzung der Zeitarten nach Abbildung 3-4 ist für die Bewehrungsarbeiten in Abbildung 8-8, für die Gesamtauswertung der Beska und Mures Brücke in Abbildung 8-9 dargestellt.

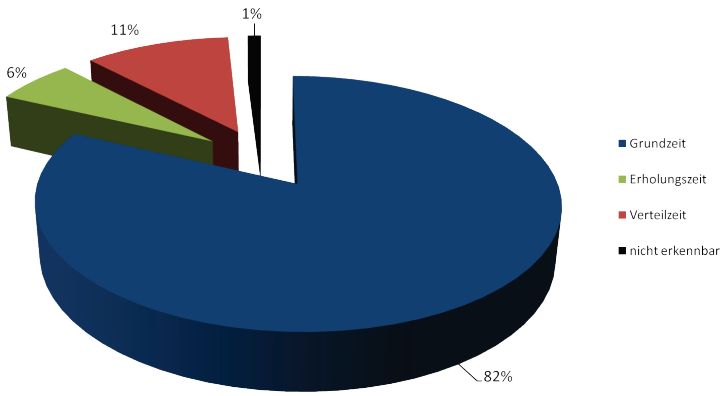


Abbildung 8-8: Verteilung der Zeitarten für die Bewehrungsarbeiten nach Hofstadler[241]

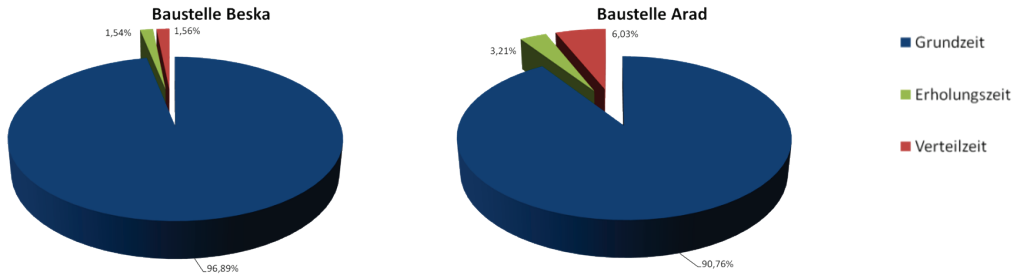


Abbildung 8-9: Verteilung der Zeitarten für die Beska Brücke (links) und die Mures Brücke (rechts)

Ein Vergleich der Verteilung der Zeitarten zeigt, dass die Grundzeit in Beska und Arad vergleichsweise sehr hoch ist, bedingt durch den großen Anteil ablaufbedingter Unterbrechungen (siehe oben). Der Anteil der Verteilzeit, welcher sich aus den zusätzlichen Tätigkeiten sowie den störungs- und persönlich bedingten Unterbrechungen zusammensetzt, ist um ca. 5 – 10 % geringer als bei den Bewehrungsarbeiten. Die

[241] HOFSTADLER, C.; FRANZL, G.: Bewehrungsarbeiten im Baubetrieb, S. 193

Erholungszeit ist in Beska und Arad ebenfalls deutlich geringer. Dies ist auf den großen Anteil ablaufbedingter Unterbrechungen zurückzuführen (siehe vorige Seite).

8.3 Aufwandswerte

Die Ergebnisse der Nachkalkulation werden in Kapitel 8.3.1 und 8.3.2 gegenübergestellt und miteinander verglichen. Besonderen Einfluss auf die Aufwandswerte haben die Querschnittsform, die Länge der Brücke, die Höhe der Gradiente sowie der Mittellohn der eingesetzten Arbeitskräfte.

8.3.1 Mengenvergleich

In diesem Kapitel werden die angefallenen Massen und die angefallenen Lohnstunden miteinander verglichen. Der Vergleich der Aufwandswerte erfolgt anschließend in Kapitel 8.3.2. Tabelle 8-4 zeigt die Mengenermittlung für die Pfeiler.

Pfeiler:	Beska Bridge			Mures Bridge		
	Betonmenge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]	Betonmenge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]
Bohrpfähle	2.076,5	384,1	185,0	3.596,5	556,7	154,8
Pfahlkopfplatten	3.137,7	282,0	89,9	1.022,3	255,3	249,7
Pfeiler:	2.700,0	325,0	120,4	523,7	169,3	323,2
Summe	**7.914,2**	**991,1**	**125,2**	**5.142,5**	**981,3**	**190,8**

Tabelle 8-4: Gegenüberstellung der Pfeilermengen

Zählt man die Betonmengen für die Bohrpfähle und die Pfahlkopfplatten der einzelnen Projekte zusammen, so ist ersichtlich, dass diese nur um ca. 500 m³ voneinander abweichen, wenngleich in Beska 4 Pfeiler und in Arad nur 2 Pfeiler hergestellt wurden. Durch die Höhe und Anzahl der Pfeiler ergibt sich eine Mengendifferenz von ca. 2.200 m³ für die Pfeiler. Besonders erwähnenswert ist der hohe Bewehrungsgrad der beiden Pfeiler in Arad, die jeweils in Form von 2 Scheiben ausgeführt wurden (siehe Kapitel 7.2.1).

Überbau - Mengen	Beska Bridge				Mures Bridge			
	Betonmenge [m³]	Bewehrung [t]	Schalfläche [m²]	Vorspannstahl [t]	Betonmenge [m³]	Bewehrung [t]	Schalfläche [m²]	Vorspannstahl [t]
Gesamter Freivorbau	9.965,6	1.569,10	25.947,0	584,20	7.963,9	1.095,1	25.116,7	309,38
Klassischer Freivorbau im Waagebalken	7.832,1	1.222,99	21.798,9	514,77	7.697,7	1.059,6	24.058,3	
Freivorbausegmente 1-23 bzw. 1-15	7.156,4	1.087,29	20.995,8		6.387,9	851,6	21.394,9	

Tabelle 8-5: Mengenermittlung für den Überbau

Wenngleich die Hauptspannweite in Serbien um 60 m länger ist ergibt sich für die Freivorbausegmente nur ein Mengenunterschied von ca. 770 m³, bedingt durch den mehrzelligen Hohlkastenquerschnitt in Arad. Die Betonmenge der Hammerköpfe betrug in Beska jeweils ca. 340 m³, in Arad jeweils ca. 655 m³. Die durchschnittliche Betonmenge pro Segment betrug in Beska ca. 77,5 m³ und in Arad ca. 106,5 m³, bei einer eingebauten Bewehrungsmenge von ca. 11,8 t in Beska und 14,2 t in

Arad. Anhand dieser Werte ist der Einfluss des zweizelligen Kastenquerschnittes deutlich erkennbar.

Beska Bridge	Betonmenge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalungs-grad [m²/m³]	**Mures Bridge**	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalungs-grad [m²/m³]
Pfahlkopfplatte	3.137,70	89,87	0,22	Pfahlkopfplatte	1.022,30	249,70	0,36
Pfeiler	2.700,00	120,37	2,94	Pfeiler	523,70	323,21	2,08
Pfeiler Gesamt	**5.837,70**	**103,98**	**1,48**	**Pfeiler Gesamt**	**1.546,00**	274,60	**0,94**
Hammerköpfe	675,7	200,83	1,19	Hammerköpfe	1.309,8	158,80	2,03
Freivorbau-segmente klassich	7.156,4	151,93	2,93	Freivorbau-segmente klassich	6.387,9	133,32	3,35
Einseitiger Freivorbau	2.133,5	162,23	1,94	Lückenschlüsse	266,2	133,32	3,98
Überbau Gesamt	**9.965,59**	**157,45**	**2,60**	**Überbau Gesamt**	**7.963,90**	137,51	**3,15**
Summe Brücke	**15.803,29**	**137,70**	**2,19**	**Summe Brücke**	**9.509,90**	159,79	**2,79**

Tabelle 8-6: Bewehrungs- und Schalungsgrade für den Überbau

In Tabelle 8-6 sind die Bewehrungs- und Schalungsgrade (exklusive Bohrpfähle) für die beiden Projekte dargestellt. Es ist ersichtlich dass in den Überbau der Beska Brücke wesentlich mehr schlaffe Bewehrung je m³ Beton (ca. 158 kg/m³) verbaut wurde als in den Überbau in Arad (ca. 138 kg/m³). Dies ist hauptsächlich auf die verschiedenen Planer und die nationalen Normen zurückzuführen. Betrachtet man die Schalungsgrade der einzelnen Bauteiltypen genauer, so ist ersichtlich, dass in Arad bedingt durch den dritten Steg (Stegbreite 40 cm) sowie die dünnere Fahrbahn- und Bodenplatte das Verhältnis von geschalter Fläche zu Betonmenge etwas größer ist. Auf der Baustelle in Serbien ist die Menge an verbautem Spannstahl je m³ Beton für den Überbau deutlich höher als auf der Mures Brücke. In Summe wurden während des gesamten Freivorbaus in Serbien durchschnittlich 216 kg Stahl pro m³ (schlaffe Bewehrung und Vorspannstahl) und in Rumänien 176 kg pro m³ Beton verbaut. In Beska ist der Schalungsgrad für die kastenförmigen Pfeilerquerschnitte höher als für die scheibenförmigen Pfeiler in Arad, wobei der Bewehrungsgrad in Arad ca. dreimal so hoch ist wie in Beska. Des Weiteren ist ersichtlich, dass die Bewehrungs- und Schalungsgrade des gesamten Brückenbauwerkes in Beska deutlich niedriger sind als bei der Brücke in Arad.

Lohnstunden:	Beska Bridge	Mures Bridge
	Lohnstunden exklusive Eisenbieger [Std]	Lohnstunden exklusive Eisenbieger [Std]
Gesamter Freivorbau inkl. Demontage der Freivorbauwagen	213.350	87.999
Klassischer Freivorbau im Waagebalken exkl. Demontage der Freivorbauwagen	144.725	78.366
Freivorbausegmente 1-23 bzw. 1-15 exkl. Demontage der Freivorbauwagen	138.750	62.303

Tabelle 8-7: Lohnstunden für den Überbau

Tabelle 8-7 zeigt, dass für den gesamten Freivorbau inklusive Demontage der Freivorbauwagen in Beska ca. 213.000 und in Arad ca. 88.000 Lohnstunden benötigt wurden (exklusive Eisenbieger). Für den Freivorbau im Waagebalken bzw. für die Freivorbausegmente (jeweils

ohne Demontage der Vorbauwagen) ergaben sich in Summe bei der Beska Brücke in etwa doppelt so viele Lohnstunden wie in Arad. Dies ist einerseits auf den günstigen Mittellohn in Beska (siehe Kapitel 8.3.4) sowie auf die Komplexität und die Länge des Freivorbaus zurückzuführen.

8.3.2 Vergleich der Aufwandswerte

Die in Abschnitt 7.1.4 und 7.2.4 berechneten Aufwandswerte werden in diesem Kapitel gegenübergestellt und miteinander verglichen. Dabei werden sowohl die Gesamt- als auch die Teilaufwandswerte betrachtet.

	Gesamter Freivorbau inkl. Demontage der Freivorbauwagen		Klassischer Freivorbau im Waagebalken exkl. Demontage der Freivorbauwagen		Freivorbausegmente 1-23 bzw. 1-15 exkl. Demontage der Freivorbauwagen	
	Aufwandswert [Std/m³]		Aufwandswert [Std/m³]		Aufwandswert [Std/m³]	
	Beska	Arad	Beska	Arad	Beska	Arad
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Magazin, Randstunden etc.	18,99	11,05	18,48	9,84	16,97	9,36
Verlegen der schlaffen Bewehrung	3,80	2,75	4,00	2,75	3,39	2,75
Summe	**22.79**	**13.80**	**22.48**	**12.59**	**20.35**	**12.11**

Tabelle 8-8: Vergleich der Gesamtaufwandswerte

In Tabelle 8-8 sind die Gesamtaufwandswerte für den gesamten Freivorbau, den klassischen Freivorbau im Waagebalken und für die Freivorbausegmente dargestellt. Die Stunden für das Betonmischwerk in Beska sind in diesen Stunden bereits abgezogen. Es ist offensichtlich, dass die Aufwandswerte in Beska wesentlich höher (ca. 65 – 80 %) sind als in Arad. Die Gründe für diese hohen Werte sind in der Komplexität der Baustelle und dem günstigen Mittellohn der Arbeitskräfte zu suchen.

	Aufwandswert [Std/m³]	Aufwandswert [Std/m³]
	Beska	Arad
Schalen	9,69	6,48
Bewehren	3,39	2,75
Betonieren	1,16	0,85
Vorspannen	2,20	1,03
Stunden auf Kragarmen	**16,44**	**11,11**
Betonmischwerk, Labor, Mischwagenfahrer	2,42	0,00
Randstunden, Magazin, Bootsfahrer etc.	3,92	1,00
Gesamt	**22,77**	**12,11**

Tabelle 8-9: Zusammensetzung der Aufwandswerte

Die Zusammensetzung der Aufwandswerte für die Freivorbausegmente ist in Tabelle 8-9 dargestellt. Auffallend ist, dass die Stunden in Beska wesentlich höher sind als in Arad. Die Unterschiede ergeben sich einerseits auf den Kragarmen und andererseits durch die Randstunden und das baustelleneigene Betonmischwerk. In Summe entstehen auf den Kragarmen in Beska 16,44 Std/m³ und in Arad 11,11 Std/m³. Der Unterschied von 5,3 Std/m³ ist durch den komplexen Freivorbau in Beska, den niedrigen Mittellohn und der damit verbundenen Anzahl und Qualität der Arbeitskräfte zu begründen. Die Unterschiede in den

Randstunden ergeben sich durch Arbeiter wie Elektriker, Schweißer oder Magazineur, welche durchgehend auf der Baustelle in Beska vertreten waren sowie aus den Hilfsarbeitern für diverse Arbeiten (siehe Kapitel 7.1.2).

Teilaufwandswerte Freivorbau [Std/m³] und [Std/m²]								
	Ausschalen, Stirnabschalung entfernen, Fahrschiene vorschieben		Vorfahren des Freivorbauwagens		Einrichten des Freivorbauwagens, Stirnabschalung Bodenplatte und Stege		Innenschalwagen vorziehen und Stegschalung schließen, Lisenen schalen,	
	Beska	Arad	Beska	Arad	Beska	Arad	Beska	Arad
Anteil am Aufwands-wert Schalen	25%	17,4%	12%	17,4%	10%	13,0%	53%	52,2%
Aufwands-wert [Std/m³]	2,42	1,13	1,16	1,13	0,97	0,84	5,14	3,38
Aufwands-wert [Std/m²]	0,83	0,34	0,40	0,34	0,33	0,25	1,75	1,01

Tabelle 8-10: Vergleich der Teilaufwandswerte

Der Aufwandswert für die Schalarbeiten ergibt sich zu 9,69 Std/m³ in Serbien bzw. zu 6,48 Std/m³ in Arad, wie in Tabelle 8-9 ersichtlich ist. Ein Großteil der Zeit, etwas mehr als die Hälfte, wird bei beiden Projekten für das Vorziehen der Innenschalwagen, dem Schließen der Stegschalung, dem Schalen der Konterschalung für die Bodenplatte und der Lisenen sowie dem Vorbereiten für die Betonage benötigt. Für das Ausschalen, Entfernen der Stirnabschalung und das Vorschieben der Fahrschiene wird in der Regel auf beiden Baustellen ein Tag benötigt. Da es sich in Beska durchschnittlich um einen 7,5-Tage Takt und in Arad um einen 9,25-Tage Takt handelte, schlägt dieser Tag auf der Baustelle in Serbien prozentuell gesehen stärker zu Buche. Für das Vorfahren und Einrichten der Freivorbauwagen wird in Arad mehr Zeit benötigt, bedingt durch den zweizelligen Hohlkastenquerschnitt.

Abbildung 8-10 zeigt die ermittelten Aufwandswerte der beiden Projekte zusammengefasst und unterteilt in Hammerköpfe, Freivorbausegmente und Einseitiger Freivorbau bzw. Demontage der Freivorbauwagen.

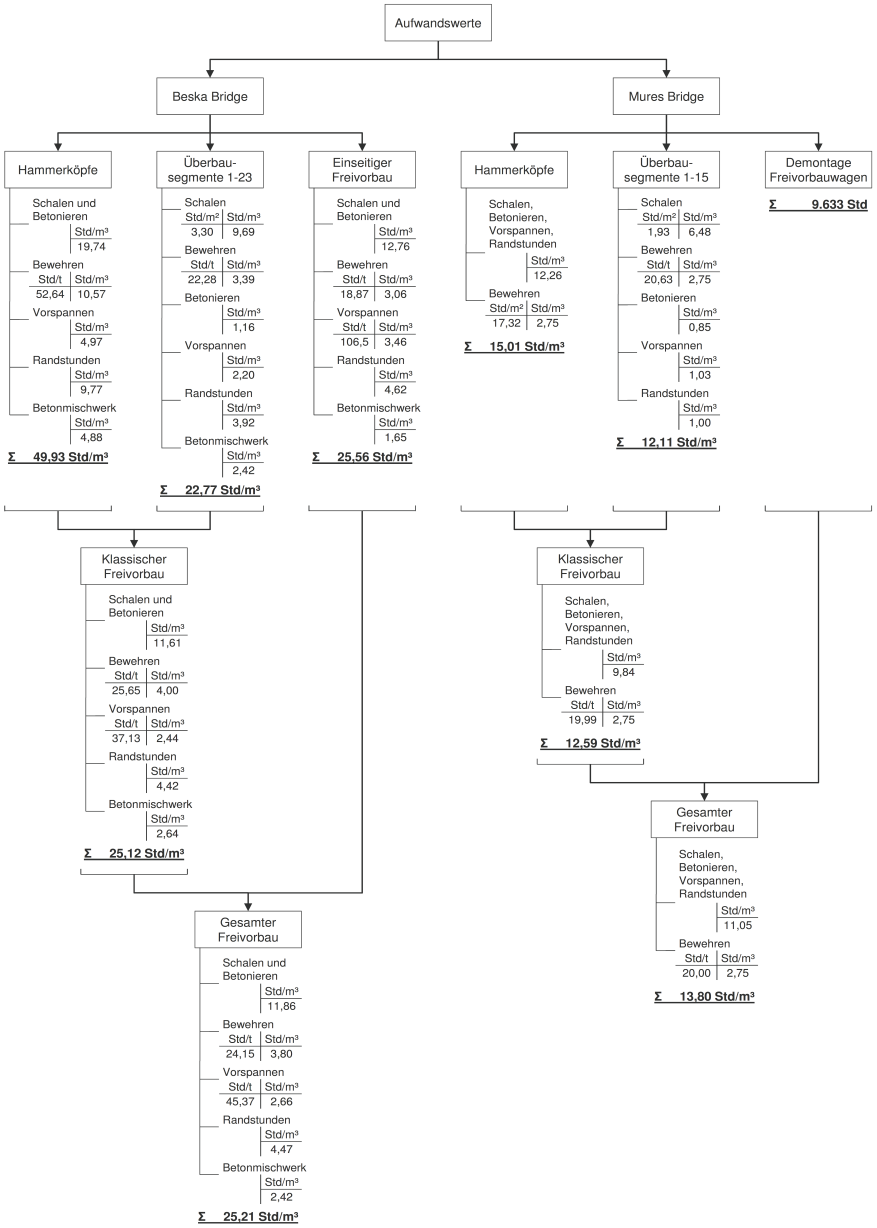


Abbildung 8-10: Zusammenfassung der Aufwandswerte

8.3.3 Vergleich der Aufwandswerte mit Werten aus der Literatur

In der Literatur sind für den allgemeinen Brückenbau nur sehr vereinzelt Aufwandswerte vorhanden. Im Speziellen für das Freivorbauverfahren sind keinerlei Werte bekannt. In diesem Kapitel werden die ermittelten Aufwandswerte mit jenen aus der Literatur verglichen, die einerseits für den Hochbau, andererseits für den Brückenbau gelten.

Laut *Drees & Kurz* können für den Bau von Brücken mit Hohlkastenquerschnitt und für Arbeiten im Ingenieurhochbau folgende Aufwandswerte angenommen werden können:[242]

Brückenbau		
Schalen [Std/m²]	Bewehren [Std/t]	Betonieren [Std/m³]
2,6	28,0 - 45,0	1,5
Hohlkastenquerschnitt	Mittelwert aller Konstruktionsteile	Transportbeton und Hohlkastenquerschnitt

Ingenieurhochbau		
Schalen [Std/m²]	Bewehren [Std/t]	Betonieren [Std/m³]
2,3	28,0 - 45,0	2,2
Mittelwert für sämtliche Konstruktionsteile des Ingenieurhochbaus	Mittelwert für sämtliche Konstruktionsteile des Ingenieurhochbaus	Mittelwert für sämtliche Konstruktionsteile des Ingenieurhochbaus

Abbildung 8-11: Aufwandswerte nach *Drees & Kurz*

Weiteres beschreibt *Hoffmann*, dass für die Stahlbetonarbeiten im Hochbau die in Abbildung 8-12 angeführten Aufwandswerte angenommen werden können.[243]

Hochbau		
Schalen [Std/m²]	Bewehren [Std/t]	Betonieren [Std/m³]
0,75 - 1,2	10,0 - 16,0	0,6 - 0,8

Abbildung 8-12: Aufwandswerte nach *Hoffmann*

Laut *Olesen* ergeben sich für den Brückenbau und insbesondere für Brücken mit Hohlkastenquerschnitt die in Abbildung 8-13 dargestellten Aufwandswerte.[244]

Brückenbau			
Schalen [Std/m²]		Bewehren [Std/t]	Betonieren [Std/m³]
Bodenplatte	2,1	30	1,3 - 1,5
Stege	2,7		
Fahrbahnplatte	2,3		
Schalung des Hohlkastens ohne Herstellung des Lehrgerüstes			Einbau des Transportbetons mittels Betonpumpe

Abbildung 8-13: Aufwandswerte nach *Olesen*

[242] Vgl. DREES, G.; KURZ, T.: Aufwandstafeln von Lohn- und Gerätestunden im Ingenieurbau, S. 20ff.

[243] Vgl. HOFFMANN, M.: Zahlentafeln für den Baubetrieb, S. 1056ff.

[244] Vgl. OLESEN, G.: Kalkulationstabellen Hoch- und Ingenieurbau, S. 392ff.

Vergleicht man die Aufwandswert für das Schalen, Bewehren und Betonieren aus der Literatur mit jenen der Beska Brücke und der Mures Brücke, so ergeben sich einige Unterschiede, wie in Abbildung 8-14 ersichtlich ist. Für die Schalarbeiten wurden in Beska mehr und in Arad weniger Stunden benötigt als in der Literatur angegeben. Die Aufwandswerte für das Verlegen der schlaffen Bewehrung und das Betonieren des Querschnitts sind allerdings geringer als von *Olesen* bzw. *Drees & Kurz* angegeben. Stellt man die Werte aus Abbildung 8-14 mit jenen von Hoffmann aus Abbildung 8-12 gegenüber, so ist ersichtlich dass die Werte aus dem Hochbau nicht mit jenen aus dem Brückenbau verglichen werden können.

		Vergleich der Aufwandswerte		
		Schalen [Std/m²]	Bewehren [Std/t]	Betonieren [Std/m³]
Beska Bridge		3,30	22,28	1,16
Mures Bridge		1,93	20,63	0,85
Drees & Kurz	Brückenbau	2,60	28,0 - 45,0	1,50
	Ingenieur-hochbau	2,30	28,0 - 45,0	2,20
Olesen		2,1 - 2,7	30,0	1,3 - 1,5

Abbildung 8-14: Vergleich der ermittelten Aufwandswerte mit jenen aus der Literatur

Für die Ermittlung der Gesamtaufwandswerte können die in Abbildung 8-15 dargestellten Ansätze dienen. Diese Werte stellen Anhaltspunkte dar und sollen dazu dienen, die Lohnstunden bestimmter Bauwerkstypen leichter einschätzen zu können.[245]

Gesamtaufwandswerte		
Einfacher Hochbau	≈ 4,0	[Std/m³]
Einfacher Ingenieurbau	≈ 7,0 - 9,0	[Std/m³]
Komplexer Ingenieurbau	≈ 15,0	[Std/m³]
Komplizierteste Offshore-Bauwerke	≈ 20,0 - 22,0	[Std/m³]

Abbildung 8-15: Ansätze für Gesamtaufwandswerte verschiedener Bauwerkstypen (inklusive Eisenbieger)

Des Weiteren führt *Hofstadler* [246] aus, dass für den Hochbau ein Gesamtaufwandswert von ca. 4-6 Std/m³ angenommen werden kann.

[245] Vgl. Fachgespräch mit Herrn DI Franz Bergmair, Projektleiter der Firma Alpine Bau GmbH , am 05.04.2011

[246] Vgl. HOFSTADLER, C.: Schalarbeiten, S. 32ff.

Für den Freivorbau auf der Beska Brücke ergeben sich, in Summe ca. 22,8 Std/m³ (exklusive Betonmischwerk), für die Mures Brücke ca. 13,8 Std/m³, wie in Tabelle 8-8 ersichtlich ist. Laut Abbildung 8-15 ist der Aufwandswert für die Beska Brücke, welche ein sehr komplexes Bauwerk des Ingenieurbaus dargestellt, um etwa 7,5 Std/m³ zu hoch. Dies liegt sowohl an der großen Randstundenanzahl, als auch an der Qualität der Arbeitskräfte und dem damit verbundenen niedrigen Mittellohn. Für das Projekt Mures Brücke, welches als weniger komplex aber auch nicht einfach einzuordnen ist, ist die ermittelte Stundenanzahl ebenfalls hoch. Dies ist auch auf den niedrigen Mittellohn zurückzuführen.

8.3.4 Kostenvergleich

In diesem Kapitel werden die Mittellöhne und in weiterer Folge die Lohnkosten pro m³ Beton verglichen. Tabelle 8-11 zeigt die Mittellöhne und die Lohnkosten pro m³ Beton.

Mittellöhne	Beska Bridge	Mures Bridge
	[€/Std]	[€/Std]
Mittellohn	11,46	27,04

Lohnkosten pro m³ Beton	Beska Bridge			Mures Bridge		
	[€/Std]	[Std/m³]	[€/m³]	[€/Std]	[Std/m³]	[€/m³]
Freivorbausegmente 1-23 bzw. 1-15 exkl. Demontage der Freivorbauwagen und exkl. Eisenbieger	11,46	16,97	**194,45**	27,04	9,36	**253,18**

Tabelle 8-11: Mittellöhne und Lohnkosten pro m³ Beton

Die Lohnkosten pro m³ Beton (Aufwandswert x Mittellohn) ergeben sich in Beska zu ca. 195 €/m³ und in Arad zu ca. 254 €/m³ für die Segmente im klassischen Freivorbau ohne Eisenbieger (dieser wird pro eingebauter Tonne pauschal bezahlt) und ohne Betonmischwerk. Trotz der deutlich höheren Stundenanzahl in Serbien sind die Lohnkosten pro Kubikmeter Beton auf der Beska Brücke um ca. 58 € günstiger als in Arad. In den 195 €/m³ sind die Lohnkosten für das baustelleneigenen Betonmischwerk nicht enthalten. In Serbien wurde also mit einem niedrigen Mittellohn und einer hohen Anzahl an Arbeitskräften gearbeitet, während in Rumänien mit einem höheren Mittellohn und einer geringeren Anzahl an Arbeitskräften gearbeitet wurde. In Summe ergibt sich, dass in Serbien dennoch günstiger gearbeitet wurde. Es sei angemerkt, dass beim Bau einer Brücke mit einzelligem Hohlkastenquerschnitt der Einsatz von Arbeitskräften mit geringem Mittellohn und dementsprechender Qualität möglich ist, bei mehrzelligen Brücken allerdings unbedingt der Einsatz erfahrener Fachkräfte erforderlich ist.

Nicht unerwähnt darf bleiben, dass der Einsatz des *Doka* Freivorbauwagens (auf der Baustelle in Arad eingesetzt) immer an entsprechend qualifiziertes Personal gebunden sein sollte, insbesondere bei mehrzelligen Hohlkastenquerschnitten. Die größere Hydraulikanlage

macht es zwar angenehmer mit dem System zu arbeiten, benötigt allerdings auch dementsprechend geschultes Fachpersonal. Daher war auch der Einsatz von österreichischen Arbeitern in Rumänien zwingend notwendig. Der Freivorbauwagen der Fa. *Structuras* ist zwar arbeitsintensiver, dafür leichter zu bedienen, weshalb in Serbien auch ohne erfahrene Freivorbaupartien gearbeitet werden konnte

9 Zusammenfassung

Aufgabenstellung dieser Masterarbeit war es, nach Aneignung von fundiertem Wissen, Aufwandwerte für das Freivorbauverfahren zu ermitteln und mit Hilfe der *REFA*-Methoden Stillstandszeiten und Produktivitätsverluste ausfindig zu machen und anschließend Verbesserungspotential aufzuzeigen. Dabei wurde neben der 210 m weit gespannten und 2.213 m langen Beska Brücke die 150 m weit gespannte und 429,5 m lange Mures Brücke in Rumänien betrachtet.

Ein Großteil der Informationen stammt aus der vorhandenen Fachliteratur sowie aus Gesprächen mit Spezialisten des Freivorbaus: An dieser Stelle sollen sowohl *DI (FH) Peter Jungbauer*, *DI Franz Bergmair* und *Claudia Graber*, *Alpine Bau GmbH* (Bauleitung Beska Brücke) als auch *Rudolf Sagmüller* und *DI (FH) Sven Riedel*, *Alpine Bau GmbH* bzw. *PORR Technobau und Umwelt AG* (Bauleitung Mures Brücke) erwähnt werden, welche umfangreiche Informationen zu dieser Arbeit bereitstellten. Dieses, aus langjähriger Erfahrung übermittelte Wissen war neben den Baustellenbeobachtungen einer der wichtigsten Aspekte, um die Materie besser verstehen zu können.

Brückenbauprojekte können nur relativ schwer miteinander verglichen werden, da wie in der Baubranche üblich, jedes Bauwerk ein Unikat darstellt. Die betrachteten Brücken in Beska (Serbien) und Arad (Rumänien) wurden beide im Freivorbau ausgeführt, dennoch ergeben sich wesentliche Unterschiede, welche die direkte Vergleichbarkeit nur bedingt möglich machen. Die Brücke in Serbien wurde als einzelliger Hohlkastenquerschnitt mit einer Hauptspannweite von 210 m ausgeführt, während in Arad ein zweizelliger Kastenquerschnitt bei einer Hauptöffnung von 150 m zum Einsatz kam. Weitere Unterschiede ergeben sich durch die Pfeilerhöhe, dem eingesetzten Freivorbauwagen und das baustelleneigene Betonmischwerk (in Serbien) sowie durch die Qualität der Arbeitskräfte und dem daraus resultierenden Mittellohn. Umgerechnet auf den Kubikmeter Beton wurden in Serbien wesentlich mehr Stunden für den Freivorbau benötigt, als in Arad. Dies ist durch den sehr komplizierten Freivorbau und die Baustellenbedingungen als auch durch die Qualität der Arbeitskräfte und den niedrigen Mittellohn zu begründen. Auch die Lohnstunden pro Kubikmeter Beton, die auf den Kragarmen also direkt am Freivorbau entstanden, sind in Serbien wesentlich höher als in Rumänien. In Serbien fielen noch zusätzlich durch die Baustelleneinrichtung und das Betonmischwerk viele Randstunden an, die nur bedingt dem Freivorbau zuzuordnen sind. Die Aufwandswerte für das Verlegen der schlaffen Bewehrung sind bei der Beska Brücke etwas höher, obwohl auf der Mures Brücke durch die aufwendig zu bewehrenden Lisenen in der Bodenplatte viele Stunden anfielen. Die im Zuge der *REFA*-Analyse ermittelten Stillstands- und Verlustzeiten haben auf beiden Baustellen ähnliche Ursachen. Hierbei

sind besonders die ablaufbedingten Unterbrechungen zu erwähnen die während der Schalarbeiten zwischen ca. 20 % und 40 % und während der Betonierarbeiten ca. 35 % bis 42 % der Gesamtzeiten ausmachten.

Generell kann man sagen, dass in Österreich wie auch im westlichen Europa das Zeitalter des Großbrückenbaus vorbei ist. In der Regel wird allerdings die Brückensanierung Hauptgeschäft in diesem Sektor sein. Im Zuge der EU-Osterweiterung und dem Bau verschiedener europäischer Ost-West und Nord-Süd Korridore muss jedoch die desolate Infrastruktur in diesen Ländern erneuert werden. Im Zuge des Neubaus von Bahn- und Autobahntrassen ist auch der Bau von großen Brückenprojekten notwendig. Dies bietet vor allem im osteuropäischen Raum eine Gelegenheit für den Großbrückenbau durch technologische, intellektuelle Lösungen und Managementinnovationen Effizienzvorteile bei steigender Qualität und Beständigkeit zu erzielen.

10 Literaturverzeichnis

BAUER, U.: Betriebswirtschaftslehre; Vorlesungsskriptum, Graz: TU Graz 03/2010.

BERNER, F.: KOCHENDÖRFER, B.; SCHACH, R.: Grundlagen der Baubetriebslehre 2 – Baubetriebsplanung; 1. Auflage, Wiesbaden: Teubner Verlag 2008.

BRÜHWILER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken; 3. Auflage, Wien: Springer-Verlag 2003.

CAMPHAUSEN, B.; VOLLMER, T.; JANDT, J.; LEVIN, F.; EICHLER, B.: Grundlagen der Betriebswirtschaftslehre; 2. Auflage, München: Oldenbourg Verlag 2011.

DREES, G.; KURZ, T.: Aufwandstafeln von Lohn- und Gerätestunden im Ingenieurbau; 1. Auflage, Stuttgart: Bauverlag 1979.

Fa. Alpine Bau GmbH: Danube Bridge Beska - Serbia - Main Bridge; Powerpointpräsentation Donaubrücke Beska am 27.01.2010, Beska: Alpine Bau GmbH 01/2010.

Fa. Alpine Bau GmbH: Pläne Donaubrücke Beska.

Fa. Alpine Bau GmbH; Fa. Porr Technobau und Umwelt AG: Fotos Muresbrücke Arad

Fa. Alpine Bau GmbH; Fa. Porr Technobau und Umwelt AG: Pläne Muresbrücke Arad.

Fa. Doka: Doka Freivorbauwagen (FVB-Wagen) – Donaubrücke Traismauer; Produktbeschreibung, Amstetten: Fa. Doka 2009.

Fa. Leonhardt, Andrä und Partner: Method Statement New Beska Bridge, Lot 3 – Construction Manual Main Bridge, Beska: 2010.

Fa. Peri GmbH: Schalungen im Brückenbau II; 2003.

Fa. Peri GmbH: Schalungstechnik Brücken; Weißenhorn: 2004.

FENZ, M.: Baumethoden und Bauausführung im massiven Brückenbau, in Zement und Beton 03/1976.

FINSTERWALDER, U.; SCHAMBECK, H.: Von der Lahnbrücke Balduinstein bis zur Rheinbrücke Bendorf: Die Entwicklung des freien Vorbaus für Spannbetonbrücken, in Der Bauingenieur 03/1965.

GABLER-Wirtschafts-Lexikon; 14. Auflage, Wiesbaden: Gabler Verlag 1997.

GLATZL, J.: Skriptum Bautechnischer Kurs ÖBB: Brückenbau und konstruktiver Ingenieurbau; 4. Auflage, Wien: 2009.

GUTENBERG, E.: Einführung in die Betriebswirtschaftslehre; 1. Auflage, Wiesbaden: Gabler Verlag 1990.

GUTENBERG, E.: Grundlagen der Betriebswirtschaftslehre – Die Produktion; 20. Auflage, Berlin: Springer-Verlag 1973.

HAUSLEITNER, A.: Bauverfahren – Bauausführung im Freivorbau, in Zement und Beton 03/1976.

HELLMANN, F.: Brückenbau; 3. Auflage, Wien: Manz Schulbuch Verlag 2001.

HOFFMANN, M.: Zahlentafeln für den Baubetrieb; 8. Auflage, Aachen: Teubner Verlag 2011.

HOFSTADLER, C.: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb; 1. Auflage, Heidelberg: Springer-Verlag 2007.

HOFSTADLER, C.: Schalarbeiten; 1. Auflage, Heidelberg: Springer-Verlag 2008.

HOFSTADLER, C.; FRANZL, G.: Bewehrungsarbeiten im Baubetrieb; 1. Auflage, Ratschendorf: VÖBV Verlag 2011.

JENTSCH, M.; BROICHGANS, M.; SAM, C.: Innovativer Freivorbauwagen; Produktbeschreibung, Amstetten: Fa. Doka 2009.

KOTTULA, B.; GROPP, M.: Industrielles Bauen: Bauwerke; 1. Auflage, Renningen Malmsheim: Expert Verlag 1994.

KÜNSTNER, G.: Ablauforganisation von Baustellen; 1. Auflage, Frankfurt/Main: ZTV-Verlag 1989.

MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken; 2. Auflage, Heidelberg: Springer-Verlag 2010.

MENN, C.: Stahlbetonbrücken; 1. Auflage, Wien: Springer-Verlag 1986.

NATHER, F.; LINDNER, J.; HERTLE, R.: Handbuch des Gerüstbaus; 1. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn Verlag 2005.

NOTGER, C.; FIEDLER, R.; JORASZ, W.; KIESEL, M.: Grundkurs Betriebswirtschaftslehre; 1. Auflage, Braunschweig/Wiesbaden: Vieweg Verlag 2011.

OBERNDORFER, W.; JODL, H. G.: Handwörterbuch der Bauwirtschaft; 3 Auflage, Wien: Österreichisches Normeninstitut 2010.

OLESEN, G.: Kalkulationstabellen Hoch- und Ingenieurbau; 10. Auflage, Stolberg: Schiele & Schön Verlag 1988.

ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT: ÖNORM B 2061 – Preisermittlung für Bauleistungen; Auflage 1999-09-01, Wien: 1999.

REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 1 – Grundlagen; 7. Auflage, München: Carl Hanser Verlag 1984.

REFA: Methodenlehre des Arbeitsstudiums – Teil 2 – Datenermittlung; 7. Auflage, München: Carl Hanser Verlag 1992.

REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 1 – Grundlagen; 1. Auflage, Frankfurt/Main: ZTV-Verlag 1984.

REFA: REFA in der Baupraxis – Teil 2 – Datenermittlung; 1. Auflage, Frankfurt/Main: ZTV-Verlag 1984.

Riedinger, H.-G.; Steinmetzger, R.: Rationalisierung im Baubetrieb: Möglichkeiten der REFA-Methodenlehre; Fachbeitrag, Weimar: Bauhaus Universität Weimar 2000.

ROUBIN, E.: Die Methoden der Ausführung von Massivbrücken mit Hilfe von Vorschubrüstungen; Dissertation, Wien: TU Wien 01/1988.

ROUBIN, E.: Massivbrücken in und aus Österreich, in: Zement und Beton Sonderheft/2000.

SCHNELL, W.; GROSS, D.; HAUGER, W.: Technische Mechanik 2; 7. Auflage, Darmstadt: Springer-Verlag 2002.

STEINSCHADEN, L.: Freivorbau im Brückenbau am Beispiel der Donaubrücke-Traismauer; Bachelorarbeit, Wien: TU Wien 01/2010.

WAGNER, J.: REFA-Untersuchungen zu Bewehrungsarbeiten bei Ortbetondecken; Diplomarbeit, Graz: TU Graz 09/2010.

WEIDEMANN, H.: Brückenbau: Stahlbeton und Spannbetonbrücken; 1. Auflage, Düsseldorf: Werner Verlag 1982.

ZIMMERMANN, J.: Grundkurs Bauprozessmanagement; Vorlesungsskriptum, München: TU München 04/2010.

ZOUBEK, H.: Freivorbau mit Rüstträger – Beschreibung des Verfahrens, der Vorrichtung und Bauberichte, in Zement und Beton 01/1978.

11 Linkverzeichnis

1. http://www.tu-harburg.de/mb/texte/PDF-Dokumente/2005-Zilch.pdf, Datum des Zugriffs 07.03.2011 Uhr.
2. http://de.structurae.de/photos/index.cfm?JS=34117, Datum des Zugriffs 22.03.2010 10:14 Uhr.
3. http://www.zimmermann-consult.at/deutsch/1418949.htm, Datum des Zugriffs 25.04.2011 15:48 Uhr.
4. http://ndtponton.files.wordpress.com/2008/10/froschgrundseebruecke-0720083.jpg, Datum des Zugriffs: 22.03.2010 10:29 Uhr.
5. http://www.baumaschine.de/Portal/download.php?w=Tbg&p1=2009&p2=heft10&n=a596_599.pdf , Datum des Zugriffs: 10.04.2010 14:47.
6. http://www.alpine.at/bereiche/bruckenbau/donaubrucke-bei-beska donaubrucke-bei-beska/, Datum des Zugriffs: 13.05.2010 19:45.
7. http://www.porr.at/porr/porr/German/pn/Design%20&%20Build-Motorway%20Arad%20Bypass.pdf, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 10:54.
8. http://medienforum.infin.ro/infincms/preview_article.php?theid=302&closebutton=yes&pcontenttype=ARTICLE&rcompany_id=10, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 11:14.
9. http://www.porr.ro/PTU/ptu_ romania/English/media/En_Projekt_Arad-Bypass.pdf, Datum des Zugriffs: 17.06.2011 11:05.

A.1 Anhang

Der Anhang beinhaltet folgende Unterpunkte:

- Anhang A: Datenerhebungsblatt
- Anhang B: Mengenermittlung Beska Brücke
- Anhang C: Mengenermittlung Mures Brücke
- Anhang D: Übersichtslagepläne und Detailpläne Beska Brücke
- Anhang E: Übersichtslagepläne und Detailpläne Mures Brücke

A.1.1 Anhang A: Datenerhebungsblatt

Datum:			Anzahl der beobachteten Arbeiter auf der Baustelle
			Uhrzeit von bis
Tätigkeit	Haupttätigkeit	Vorspannen	Abnehmen der Spannpresse
			Ankerplatten aufsetzen
			Messen während Spannen
			Montieren der Spannpresse
			Spannen
			Spannkabel einschießen
			Spannkabel verpressen
			Umsetzen der Spannpresse
		Vorfahren	Anker Innenschalwagen absenken
			Betonieranker entfernen
			Bodenrost absenken
			Fahrschiene vorschieben
			Freivorbauwagen absenken auf Fahrschienen
			Freivorbauwagen anheben/Hydraulik betätigen
			Freivorbauwagen befestigen und einrichten
			Hydraulik bedienen
			Innenschalung wegspindeln/ ISW vorbereiten
			Kragarme und Stegschalung absenken
			Lisenenschalung entfernen
			Niederhängungsanker befestigen
			Schalung entfernen/Rohre aus Hüllrohren ziehen
			Schalungsanker lösen
			Stirnabschalung entfernen
			Stützen für Innenschalung aufstellen/ISW aufbocken
			Vorfahren des Freivorbauwagens
		Außenschalung	Abwassersystem vorbereiten
			Arbeitsfugen vorbereiten
			Betonieranker Bodenplatte setzen und anpressen
			Betonieranker für Kragarmschalung setzen
			Bodenplatte einrichten (auf richtige Höhe)
			Einbauten (Leerverrohrungen, Durchbrüche)
			Hüllrohre schweißen
			Kragarmschalung hochziehen und einrichten
			Löcher für Niederhängungsanker schalen
			Passflächen schalen
			Stegaußenschalung einrichten
			Stirnabschalung Bodenplatte und Stege
			Trennmittel auftragen
		Innenschalwagen	Anker für Schienen des Innenschalwagen setzen
			Ankerköpfe einlegen
			Arbeitsfugen vorbereiten
			Ausklappen/spindeln der Steginnenschalung
			Einrichten des Innenschalwagen in Höhe
			Entfernen der Stützen für ISW/ Entfernen der Holzkeile
			Fahrbahnplatte schalen
			Hüllrohre einlegen
			Innenschalwagen vorbereiten
			Konterschalung Bodenplatte
			Lisenen schalen
			Passflächen schalen
			Schalungsanker setzen
			Schließen der Stegschalung
			Steginnenschalung abschneiden/teleskopiern
			Stirnabschalung Fahrbahnplatte
			Trennmittel auftragen
			Vorziehen des Innenschalwagen
		Betonieren	Abziehen
			Rechen
			Rohr halten/führen, Beton einfüllen
			Schalarbeiten während der Betonage
			Verdichten mit Innenrüttler
	Nebentätigkeit	Tätigkeiten vor der Arbeitsaufnahme	Anweisung an Arbeiter
			Arbeitsplatz vorbereiten
			Planeinsicht
			sonstige vorarbeiten
			Werkzeug vorbereiten
			Weg zum Arbeitsplatz
		Tätigkeiten während der Arbeit	Ankerratsche herrichten
			Arbeitsbühne wechseln
			Betonierschlauch weiterreichen
			Gerät vorbereiten
			Gerät wegräumen
			Gerüst auf- und abbauen
			Helfen für Vermesser
			Leiter halten
			Material holen
			Material vorbereiten
			Messen beim Einrichten
			Nacharbeiten am vorherigen Querschnitt
			Planstudium
			Putzen/aufräumen
			Schalung reinigen
			sonstige Nebenarbeiten
			Überwachung durch Vorarbeiter
			Umsetzen auf die andere Seite des Kragarms
			Umsetzen während der Betonage
			Vorbereiten Betonage
			Weg zur Kreissäge
			Weg zur Mitte des Kragarms
			Werkzeug holen
			Werkzeug/Gerät reparieren
	zusätzl. Tätigkeit		Kontrolle des Freivorbauwagens
			Nacharbeiten an der Bewehrung
			Umdrehen der Schaltafeln

Unterbrechungen	Ablauf-bedingt	Andere Vorarbeiten nicht abgeschlossen	
		Besprechung mit Kollegen	
		Besprechung mit Mischwagenfahrer	
		Besprechung mit Polier	
		Besprechung mit Vorarbeiter	
		Danebenstehen	
		Danebenstehen während Betonage	
		Fahrtdauer zum Arbeitsplatz vor und nach Pausen	
		Warten auf Beton	
		Warten auf Bewehrer	
		Warten auf Kollegen	
		Warten auf Kran	
		Warten auf Vermesser	
		Warten während Spannen	
	Störungs-bedingt	Fehlerhafte Pläne	
		Klärung fehlender Maßangaben	
		Kleidung adjustieren (Wetter)	
		Material suchen	
		Warten auf Anweisung	
		Warten auf Material	
	Erhol-ungs-bedingt	Essen	
		sonstige Pause	
		Trinken	
		Überblick verschaffen/durchatmen	
	Persön-lich bedingt	Gang zur Toilette	
		Privatgespräch mit Kollegen	
		Rauchen	
		Telefongespräch	

A.1.2 Anhang B: Mengenermittlung Beska Brücke

Pfeiler 41 - 44			
Pfeiler	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]
Bohrpfähle	2.076,5	384,15	185,0
Pfahlkopf-platten	3.137,7	282,00	89,9
Pfeiler	2.700,0	325,00	120,4
Summe	**7.914,2**	**991,15**	**125,2**

Überbau Segmente Pfeiler 42 Downside						
	Bottom Slab + Webs			Top Slab		
Element	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
1	7.136,29	67,50	105,72	3.743,25	22,00	170,15
2	6.291,66	61,50	102,30	3.810,71	22,00	173,21
3	6.792,33	52,50	129,38	3.941,24	22,00	179,15
4	6.970,52	57,50	121,23	3.991,74	23,00	173,55
5	7.011,14	57,00	123,00	4.200,20	24,30	172,85
6	7.129,36	54,00	132,03	4.258,15	25,00	170,33
7	8.586,31	59,80	143,58	4.553,96	27,00	168,67
8	5.974,13	48,70	122,67	4.262,86	27,30	156,15
9	5.312,53	50,00	106,25	4.633,67	29,10	159,23
10	5.622,12	56,00	100,40	4.839,26	31,70	152,66
11	5.842,20	52,50	111,28	5.242,37	34,60	151,51
12	5.790,58	51,30	112,88	5.424,84	34,00	159,55
13	5.616,61	48,20	116,53	5.571,47	30,00	185,72
14	4.708,86	44,70	105,34	5.813,27	30,00	193,78
15	5.183,88	42,30	122,55	5.853,65	30,00	195,12
16	5.080,60	39,00	130,27	6.092,59	30,00	203,09
17	4.617,89	36,00	128,27	7.957,31	37,00	215,06
18	4.573,61	35,00	130,67	8.030,98	37,00	217,05
19	4.481,39	34,00	131,81	7.766,39	37,00	209,90
20	4.364,63	33,00	132,26	7.602,43	37,00	205,47
21	4.665,77	33,50	139,28	5.947,08	30,00	198,24
22	4.674,71	36,00	129,85	6.215,84	30,00	207,19
23	4.515,98	46,00	98,17	7.523,19	37,00	203,33

Summe:	130.943,10	1.096,00		127.276,45	687,00

Summe:	Bewehrung:	258.219,55	kg
	Beton:	1.783,00	m³
	kg/m³:	144,82	kg/m³
	t/m³:	0,145	t/m³

Überbau Segmente Pfeiler 42 Upside

	Bottom Slab + Webs			Top Slab		
Element	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
1	7.479,40	78,50	95,28	4.049,01	23,50	172,30
2	6.324,40	63,00	100,39	4.000,23	23,50	170,22
3	7.241,01	61,00	118,71	4.216,94	23,50	179,44
4	7.053,43	57,40	122,88	4.522,96	24,00	188,46
5	6.796,53	57,40	118,41	4.485,48	24,40	183,83
6	6.894,49	54,06	127,53	4.517,19	26,23	172,21
7	9.278,63	54,00	171,83	4.717,80	27,68	170,44
8	7.175,30	52,88	135,69	4.980,35	29,14	170,91
9	7.252,68	51,66	140,39	5.082,56	29,87	170,16
10	7.625,02	55,00	138,64	5.390,18	32,42	166,26
11	7.801,91	51,83	150,53	5.705,63	34,97	163,16
12	8.965,18	53,51	167,54	5.583,00	33,88	164,79
13	8.460,28	50,10	168,87	5.629,08	31,58	178,25
14	8.436,81	47,03	179,39	5.587,49	30,04	186,00
15	7.533,16	44,48	169,36	5.681,40	30,37	187,07
16	7.549,64	41,55	181,70	5.623,01	30,04	187,18
17	7.566,44	39,07	193,66	5.587,43	30,04	186,00
18	7.521,27	38,08	197,51	5.448,33	30,04	181,37
19	7.506,60	37,69	199,17	5.313,68	27,00	196,80
20	7.474,11	37,39	199,90	5.294,33	25,82	205,05
21	5.079,62	35,36	143,65	5.247,07	25,82	203,22
22	4.773,20	35,27	135,33	5.247,07	25,82	203,22
23	4.916,16	35,08	140,14	4.905,68	25,82	190,00

Summe:	166.705,27	1.131,34		116.815,90	645,48

Summe:	Bewehrung:	283.521,17	kg
	Beton:	1.776,82	m³
	kg/m³:	159,57	kg/m³
	t/m³:	0,160	t/m³

Überbau Segmente Pfeiler 43 Downside

Element	Bottom Slab + Webs			Top Slab		
	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
1	7.476,66	80,00	93,46	4.052,80	23,50	172,46
2	6.496,87	63,00	103,12	3.982,76	23,50	169,48
3	7.030,84	61,00	115,26	4.016,76	23,50	170,93
4	6.992,50	57,40	121,82	4.523,63	24,00	188,48
5	6.769,81	57,40	117,94	4.485,48	24,40	183,83
6	6.894,49	54,06	127,53	4.517,07	26,23	172,21
7	7.273,48	55,16	131,86	4.895,09	27,68	176,85
8	9.060,07	59,80	151,51	5.169,65	29,14	177,41
9	7.155,40	52,39	136,58	5.280,09	29,87	176,77
10	7.648,82	52,08	146,87	5.390,18	32,42	166,26
11	7.801,91	51,83	150,53	6.010,23	34,97	171,87
12	8.978,30	53,51	167,79	5.569,83	33,88	164,40
13	8.472,46	50,10	169,11	5.603,69	31,58	177,44
14	8.438,75	47,03	179,43	5.587,49	30,04	186,00
15	7.537,33	44,48	169,45	5.717,04	30,37	188,25
16	7.549,39	41,55	181,69	5.587,43	30,04	186,00
17	7.544,94	39,07	193,11	5.587,43	30,04	186,00
18	7.516,03	38,08	197,37	5.448,33	30,04	181,37
19	7.506,60	37,69	199,17	5.349,26	27,00	198,12
20	7.474,11	37,39	199,90	5.258,75	25,82	203,67
21	5.079,62	35,36	143,65	5.247,07	25,82	203,22
22	4.773,20	35,27	135,33	5.247,07	25,82	203,22
23	4.916,16	35,08	140,14	4.941,26	25,82	191,37

Summe:	166.387,74	1.138,73		117.468,39	645,48

Summe:	Bewehrung:	283.856,13	kg
	Beton:	1.784,21	m³
	kg/m³:	159,09	kg/m³
	t/m³:	0,159	t/m³

Überbau Segmente Pfeiler 43 Upside

	Bottom Slab + Webs			Top Slab		
Element	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
1	7.126,09	67,50	105,57	3.737,03	22,00	169,87
2	6.279,87	64,00	98,12	3.810,71	22,00	173,21
3	6.777,99	52,50	129,10	3.941,24	22,00	179,15
4	6.977,27	57,50	121,34	3.995,36	23,00	173,71
5	6.995,54	57,00	122,73	4.200,20	24,30	172,85
6	7.132,44	57,00	125,13	4.258,15	25,00	170,33
7	6.446,33	57,00	113,09	4.553,48	27,00	168,65
8	8.250,90	55,00	150,02	4.262,86	27,30	156,15
9	5.314,01	50,00	106,28	4.633,67	29,10	159,23
10	5.622,17	52,00	108,12	4.839,26	31,70	152,66
11	5.840,80	52,50	111,25	5.171,19	34,60	149,46
12	5.795,80	51,30	112,98	5.417,37	34,00	159,33
13	5.623,79	48,20	116,68	5.564,02	30,00	185,47
14	4.708,86	44,70	105,34	5.813,27	30,00	193,78
15	5.183,44	42,30	122,54	5.853,65	30,00	195,12
16	5.089,99	39,00	130,51	6.163,77	30,00	205,46
17	4.622,34	36,00	128,40	7.957,31	37,00	215,06
18	4.576,28	35,00	130,75	8.030,98	37,00	217,05
19	4.485,55	34,00	131,93	7.766,39	37,00	209,90
20	4.368,05	33,00	132,37	7.531,25	37,00	203,55
21	4.690,97	33,50	140,03	6.018,24	30,00	200,61
22	4.668,94	36,00	129,69	6.215,84	30,00	207,19
23	4.515,30	46,00	98,16	7.523,19	37,00	203,33

Summe:	131.092,72	1.101,00	127.258,43	687,00

Summe:	Bewehrung:	258.351,15	kg
	Beton:	1.788,00	m³
	kg/m³:	144,49	kg/m³
	t/m³:	0,144	t/m³

Überbau Lückenschlusssegment in Feldmitte

	Bottom Slab + Webs			Top Slab		
Element	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
Lücken-schluss	1.506,70	14,03	107,39	1.839,85	10,33	178,11

Summe:	1.506,70	14,03	1.839,85	10,33

Summe:	Bewehrung:	3.346,55	kg
	Beton:	24,36	m³
	kg/m³:	137,38	kg/m³
	t/m³:	0,137	t/m³

Zusammenfassung klassischer Freivorbau im Waagebalken ohne Hammerköpfe						
Element	42D	42U	43D	43U	Lücken-schluss	
Bewehrung:	258.219,55	283.521,17	283.856,13	258.351,15	3.346,55	kg
Beton:	1.783,00	1.776,82	1.784,21	1.788,00	24,36	m³
kg/m³:	144,82	159,57	159,09	144,49	137,38	kg/m³

Summe ohne Lückenschluss		
Bewehrung:	1.083.948,00	kg
Beton:	7.132,03	m³
kg/m³:	151,98	kg/m³

Summe mit Lückenschluss		
Bewehrung:	1.087.294,55	kg
Beton:	7.156,39	m³
kg/m³:	151,93	kg/m³

	Menge pro Doppeltakt (4 Segmente)	Menge pro Segmentpaar (2 Segmente)	Menge pro Segment	
Bewehrung:	47.128,17	23.564,09	11.782,04	kg
Beton:	310,09	155,04	77,52	m³
kg/m³:	151,98	151,98	151,98	kg/m³

Mengenermittlung Hammerköpfe						
Element	Hammerkopf Pfeiler 42			Hammerkopf Pfeiler 43		
	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
Boden-platte	33.798,00	89,20	378,90	33.778,00	89,20	378,68
Stege und Querriegel	24.488,00	205,00	119,45	24.492,00	205,00	119,47
Fahrbahn-platte	9.572,00	43,65	219,29	9.572,00	43,65	219,29
Summe	**67.858,00**	**337,85**	**200,85**	**67.842,00**	**337,85**	**200,81**

Zusammenfassung klassischer Freivorbau im Waagebalken mit Hammerköpfen			
	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]
Hammerkopf 42	337,9	67.858	200,85
Hammerkopf 43	337,9	67.842	200,81
Überbausegmente 1-23	7.132,0	1.083.948	151,98
Lückenschlusssegment	24,4	3.347	137,38
Summe	**7.832,1**	**1.222.995**	**156,15**

Überbau Einseitiger Freivorbau Pfeiler 43 Upside Segmente 24-36						
	Bottom Slab + Webs			Top Slab		
Element	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
Piertable 44	23.870,66	78,14	305,49			
24-36	76.119,86	503,72	151,12	73.134,76	483,97	151,11

Summe:	99.990,52	581,86	73.134,76	483,97

Summe:	Bewehrung:	173.125,28	kg
	Beton:	1.065,83	m³
	kg/m³:	162,43	kg/m³
	t/m³:	0,162	t/m³

Überbau Einseitiger Freivorbau Pfeiler 42 Downside Segmente 24-36						
	Bottom Slab + Webs			Top Slab		
Element	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]
Piertable 41	23.870,66	78,14	305,49			
24-36	76.048,46	504,66	150,69	73.066,16	484,87	

Summe:	99.919,12	582,80	73.066,16	484,87

Summe:	Bewehrung:	172.985,28	kg
	Beton:	1.067,67	m³
	kg/m³:	162,02	kg/m³
	t/m³:	0,162	t/m³

Zusammenfassung Einseitiger Freivorbau Pfeiler 42 und 43 Segmente 24-26			
	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]
43-U Segmente 24-36	1.065,8	173.125	162,43
42-D Segmente 24-36	1.067,7	172.985	162,02
Summe	**2.133,5**	**346.111**	**162,23**

Zusammenfassung Gesamter Freivorbau			
	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]
Hammerkopf 42	337,9	67.858,0	200,85
Hammerkopf 43	337,9	67.842,0	200,81
Überbausegmente 1-23	7.132,0	1.083.948,0	151,98
Lückenschlusssegment	24,4	3.346,6	137,38
Einseitiger Freivorbau	2.133,5	346.110,6	162,23
Summe	**9.965,6**	**1.569.105**	**157,45**

Berechnung Schalungsgrad			
	Beton-menge [m³]	Schalfläche [m²]	Schalungsgrad [m²/m³]
Hammerkopf 42	337,9	401,2	1,19
Hammerkopf 43	337,9	402,0	1,19
Überbausegmente 1-23	7.132,0	20.903,5	2,93
Lückenschlusssegment	24,4	92,3	3,79
Einseitiger Freivorbau	2.133,5	4.148,2	1,94
Summe	**9.965,6**	**25.947**	**2,60**

Vorspannstahl			
	Beton-menge [m³]	Vorspann-stahl [t]	Vorspannung pro m³ Beton [kg/m³]
Klassischer Freivorbau	7.832,1	514,8	65,73
Einseitiger Freivorbau	2.133,5	69,4	32,54
Summe	**9.965,6**	**584,2**	**58,62**

Mengenermittlung Freivorbau								
Überbau	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehr-ungsgrad [kg/m³]	Schal-fläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]	Vorspann-stahl [t]	Vorspannung pro m³ Beton [kg/m³]	Σ Stahl [kg]/m³ Beton
Hammer-köpfe 42+43	675,7	135,70	200,8	803,1	1,19			
Überbau 1-23	7.156,4	1.087,29	151,9	20.995,8	2,93			
Klassischer Freivorbau	7.832,1	1.222,99	156,2	21.798,9	2,78	514,77	65,7	221,9
Überbau 24-36	2.133,5	346,11	162,2	4.148,2	1,94	69,43	32,5	194,8
Freivorbau	**9.965,6**	**1.569,10**	**157,5**	**25.947,0**	**2,60**	**584,20**	**58,6**	**216,1**

Stundenermittlung Freivorbau				
	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Total
	Hammerköpfe 42+43	Segmente im klassischen Freivorbau	Segmente im Einseitigen Freivorbau	
Schalungs-arbeiten	13.340	77.625	27.232	**118.197**
Bewehrungs-arbeiten	7.140	24.225	6.528	**37.893**
Vorspann-arbeiten	3.360	15.750	7.392	**26.502**
Backup ser-vices/Equip-ment driver	9.900	45.375	13.376	**68.651**
Summe	**33.740**	**162.975**	**54.528**	**251.243**

Construction of Superstructure Main Bridge
Phase 1 - Working Activities for Hammerheads

Construction time 01.07. - 31.08.2010 = 2 months									PHASE 1
Detail description of working cycle on one pier; The casting of the secound pier was organised three and a half days later after the first pier									
No.	Type of works	Working steps and description of work	Working months						
			2						
			For 2 piers, overlapping 10 working days / 4 days off: 230 hours per month and person					TOTAL Monthly hours	TOTAL hours
		Number of Carpenters	Forman	Carpenters	Crane driver	Small equipment driver	230		
1	Carpenter Activities	Formwork bottom slab	3	20	3	3	29	**6.670**	**13.340**
2		Formwork webs and cross girder							
3		Formwork top salb							
4		Concreting of the compete segment in tree casting steps and curing of concrete							
			For 2 piers, continuosly 7 days on site / days off individualy organised, 170 h per month					TOTAL Monthly hours	TOTALhours
			2nd pier			1st pier			
		Number of Steel-fixers	Forman	Steel-fixer	Crane driver	Small equipment driver	170		
1	Steel fixers Activities	Rebar fixing bottom slab	1	20	-	-	21	**3.570**	**7.140**
2		Rebar fixing webs and cross girder							
3		Rebar fixing top slab							
4		Completion of blister head reinforcement for connection to anchor head, preparation works for next							
			For 2 piers, overlapping 10 working days / 4 days off, 210 h per person					TOTAL Monthly hours	TOTAL hours
			1st pier			2nd pier			
		Number of Postension-workers	Forman	Specialised workers	Crane driver	Small equipment driver	210		
1	Stressing Activiti	Installation of cable	1	6	-	-	7	**1.470**	**2.940**
2		Stressing / Grouting							
3		Preparation and installation of ducts and anchor heads, bottom-/top slab							
			Each Forman and worker 220 hours per month				220	TOTAL Monthly hours	TOTAL hours
1	Backup services / Equipment driver	Concrete plant operator and truck mixer drivers	(1 + 5) * 50% (MSS, other works 50%) = 3				22,5	**4.950**	**9.900**
2		Concrete laboratory activities	(1 + 4) * 50% = 2,5						
3		Operator of stationary concrete pump and preparation/cleaning of concreting pipes	1 + 1 = 2						
4		Wellder, electrician, mechanician, store keeper, mobile crane driver	7						
5		Unskill workers for cleaning miscellanous works	5						
6		For ferry boat and small rescue boat	3						
			22,5						
							TOTAL / month		**16.660**	
							Personal TOTAL [h] Phase 1 for 2 months:	2	**33.320**	**33.320**

Construction of Superstructure Main Bridge
Phase 2 - Typical Working Cycle

Main phase Form traveller works on Free Cantilever of Main bridge - Construction time 31.08.2010 - 15.03.2011 = 7.5 months												PAHSE 2
Detail description of working cycle on one pier; The casting of the secound pier was organised three and a half days later after the first pier												
No.	Type of works	Working steps and description of work	Working days 1	2	3	4	5	6	7			
		Number of Carpenters	For 2 piers: 4 Forman + 32 Carpenters + 5 crane drivers + 4 small equipment driver, overlapping 10 working days / 4 days off: 230 hours per month and person							230	TOTAL Monthy hours	TOTAL hours
1	Carpenter Activities	Cleaning, removing section-end-formwork								45	**10.350**	**77.625**
2		Lowering and launching/advancing form traveller, and final adjustment new position										
3		Preparation section-end-formwork and pleacing wall anchors, final adjustment										
4		Closing internal formworks webs + top slab and final adjustment										
5		Formwork blister and finishing section-end-formwork										
6		2nd check of anchors, of form traveller. Concreting of the compete segment in one casting										
		Number of Steel-fixers	For 2 piers: 1 Forman + 18 Steel fixer, continuosly 7 days on site / days off individualy organised: 170 hours per month and person							170	TOTAL Monthy hours	TOTAL hours
			2nd pier			1st pier			2nd pier			
1	Steel fixers Activities	Rebar fixing bottom slab and webs								19	**3.230**	**24.225**
2		Preparation and installation of blisters- anchor blocks										
3		Rebar fixing top slab										
4		Completion of blister head reinforcement for connection to anchor head, preparation works for next										
		Number of Postension-workers	For 2 piers: 2 Forman + 8 specialised workers, overlapping 10 working days / 4 days off: 210 hours per month and person							210	TOTAL Monthy hours	TOTAL hours
			1st pier				2nd pier					
1	Stressing Activitie	Installation of cable								10	**2.100**	**15.750**
2		Stressing / Grouting										
3		Preparation and installation of ducts and anchor heads, bottom-/top slab										
		Number of workers, backup services	Each Forman and worker 220 hours per month							220	TOTAL Monthy hours	TOTAL hours
1	Backup services / Equipment driver	Concrete plant operator and truck mixer drivers	For 2 piers: 1 Forman (mixing plant) + 5 driver * 75% (MSS other works 25%) = 4,5							27,5	**6.050**	**45.375**
2		Concrete laboratory activities	For 2 piers: 1 Forman (concrete lab.) + 4 quality management workers (concrete and aggregates) * 75% (MSS other works) = 4									
3		Operator of stationary concrete pump and preparation/cleaning of concreting pipes	For 2 piers: 1 Forman + 1 worker each 10 day work/ 4 days off overlappet = 2									
4		Wellder, electrician, mechanician, store keeper, mobile crane driver	For 2 piers: 8 worker, overlapping 10 working days/ 4 days off: 220 hours per month and person = 8									
5		Unskill workers for cleaning miscellanous works	For 2 piers: 6 worker, overlapping 10 working days/ 4 days off: 180 hours per month and person = 6									
6		For ferry boat and small rescue boat	For 2 piers: 1 captain and 2 boat drivers, overlapping 10 working days/ 4 days off: 180 hours per month and perso = 3									
		TOTAL / months									**21.730**	
		Personal TOTAL [h] Phase 1 for 7.5 months:								7,5	**162.975**	**162.975**

Construction of Superstructure Main Bridge
Phase 3 - Typical Working Cycle

Side Spans - Construction time 16.04. - 31.07.2011 = 3.5 months											Resume of TOTAL hours			
Detail description of working cycle on one pier; The casting of the secound pier was organised three and a half days later after the first pier											Phase 1	Phase 2	Phase 3	TOTAL
No.	Type of works	Working steps and description of work	Working days 1	2	3	4	5							
		Number of Carpenters	For 2 piers: 3 Forman + 29 Carpenters + 2 crane drivers + 3 small equipment driver, overlapping 10 working days / 4 days off: 230 hours per month and person					230	TOTAL Monthy hours		TOTAL hours	TOTAL hours	TOTAL hours	
1	Carpenter Activities	Cleaning, removing section-end-formwork						37	8.510		13.340	77.625	27.232	118.197
2		Lowering and launching/advancing form traveller, and final adjustment new position												
3		Preparation section-end-formwork and pleacing wall anchors, final adjustment												
4		Closing internal formworks webs + top slab and final adjustment												
5		Formwork blister and finishing section-end-formwork												
6		2nd check of anchors, of form traveller. Concreting of the compete segment in one casting and												
		Number of Steel-fixers	For 2 piers: 1 Forman + 11 Steel fixer, continuosly 7 days on site / days off individualy organised: 170 hours per month and person					170	TOTAL Monthy hours					
1	Steel fixers Activities	Rebar fixing bottom slab and webs						12	2.040		7.140	24.225	6.528	37.893
2		Preparation and installation of blisters- anchor blocks												
3		Rebar fixing top slab												
4		Completion of blister head reinforcement for connection to anchor head, preparation works for next pier												
		Number of Postension-workers	For 2 piers: 3 Forman + 8 specialised workers, overlapping 10 working days / 4 days off: 210 hours per month and person					210	TOTAL Monthy hours					
1	Stressing Activities	Installation of cable						11	2.310		3.360	15.750	7.392	26.502
2		Stressing / Grouting												
3		Preparation and installation of ducts and anchor heads, bottom-/top slab												
		Number of workers, backup services	Each Forman and worker 220 hours per month					220	TOTAL Monthy hours					
1	Backup services / Equipment driver	Concrete plant operator and truck mixer drivers	For 2 piers: 1 Forman (mixing plant) + 3 driver * 50% (MSS other works) = 2					19,0	4.180		9.900	45.375	13.376	68.651
2		Concrete laboratory activities	For 2 piers: 1 Forman (concrete lab.) + 3 quality management workers (concrete and aggregates) * 50% (MSS other works) = 2											
3		Operator of stationary concrete pump and preparation/cleaning of concreting pipes	For 2 piers: 1 Forman each 10 day work/ 4 days off overlappet = 1											
4		Wellder, electrician, mechanician, store keeper, mobile crane driver	For 2 piers: 6 worker, overlapping 10 working days/ 4 days off: 220 hours per month and person = 6											
5		Unskill workers for cleaning miscellanous works	For 2 piers: 5 worker, overlapping 10 working days/ 4 days off: 180 hours per month and person = 5											
6		For ferry boat and small rescue boat	For 2 piers: 1 captain and 2 boat drivers, overlapping 10 working days/ 4 days off: 180 hours per month and person = 3											
									TOTAL / months		17.040	33.740	162.975	54.528	251.243
									Personal TOTAL [h] Phase 3 for 3.2 months:	3,2	54.528			

Resume of TOTAL hours	
Phase 1:	33.740
Phase 2:	162.975
Phase 3:	54.528
Resume of TOTAL hours:	251.243

Gesamtstunden Überbau Mainbridge	
	Juli 2010 - Juli 2011
Stunden für Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk etc. [Std]	213.350
Stunden für den Eisenbieger [Std]	37.893
Stunden für den Überbau der Mainbridge [Std]	**251.243**

Randstunden und Stunden für Betonmischwerk					
	Arbeiter	Hammerköpfe [Std]	Klassicher Freivorbau [Std]	Einseitiger Freivorbau [Std]	Stunden [Std]
Betonmischanlage, Labor und Mischwagenfahrer	9-13	3.300	17.325	3.520	24.145
Sonstige Randstunden	14-17	6.600	28.050	9.856	44.506
Summe	23-30				**68.651**

Gesamtstundenanzahl Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe	
	Juli 2010 - Mitte April 2011
Stunden für Schalen, Betonieren, Vorspannen, Randstunden etc. [Std]	144.725
Stunden für den Eisenbieger [Std]	31.365
Stunden für das Betonmischwerk [Std]	20.625
Gesamtstundenanzahl Freivorbau im Waagebalken [Std]	**196.715**

Stundenanzahl Überbausegmente 1-23	
	Stunden September 2010 - Mitte April 2011 [Std]
Schalen und Betonieren	77.625
Eisenbieger	24.225
Vorspannen	15.750
Betonmischwerk	17.325
Randstunden	28.050
Summe	**162.975**

Berechnung des Mittellohnes				
	Durchschnittliche Anzahl der Arbeitskräfte [AK]	Kosten [€]	Lohnstunden [Std]	Mittellohn [€/Std]
Österreicher	7,57	406.354,32	11.923	34,08
Ungarn	8,00	273.337,00	12.600	21,69
Bulgaren	9,00	95.915,73	14.175	6,77
Serben	72,00	967.615,26	113.412	8,53
Summe	**96,57**	**1.743.222,31**	**152.110**	**11,46**

Gesamtaufwandswert Überbau Mainbridge		
Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
9.965,6	213.350	**21,41**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	21,41
Verlegen der schlaffen Bewehrung	3,80
Summe für Überbau Mainbridge	**25,21**

Aufwandswert Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe		
Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.832,1	165.350	**21,11**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	21,11
Verlegen der schlaffen Bewehrung	4,00
Summe für klassischen Freivorbau im Waagebalken inklusive Hammerköpfe	**25,12**

Aufwandswert Freivorbau im Waagebalken exklusive Hammerköpfe		
Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.156,4	138.750	**19,39**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	19,39
Verlegen der schlaffen Bewehrung	3,39
Summe für Überbausegmente 1-23 inklusive Lückenschluss und ohne Hammerköpfe	**22,77**

Aufwandswert Einseitiger Freivorbau		
Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
2.133,5	48.000	**22,50**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	22,50
Verlegen der schlaffen Bewehrung	3,06
Summe für Einseitigen Freivorbau	**25,56**

Zusammensetzung Aufwandswert klassischer Freivorbau	
	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen	9,69
Bewehren	3,39
Betonieren	1,16
Vorspannen	2,20
Stunden auf Kragarmen entstanden	**16,44**
Betonmischwerk, Labor, Mischwagenfahrer	2,42
Randstunden, Magazin,	3,92
Gesamt	**22,77**

Umrechnung der Aufwandswerte			
Schalungs-grad [m²/m³]	Aufwands-wert [Std/m²]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Aufwands-wert [Std/t]
2,93	**3,30**		
		151,9	**22,28**

Übersicht Lohnstunden	
Lohnstunden:	Lohnstun-den [Std]
Gesamter Freivorbau	251.243,0
Klassischer Freivorbau im Waagebalken	196.715,0
Freivorbausegmente 1-23 inlusive Lückenschluss	162.975,0

Übersicht über die Aufwandswerte			
Aufwandswerte:	Aufwandswerte [Stunden pro m³ Beton]		
	Gesamter Freivorbau (inkl. Demontage Freivor-bauwagen) [Std/m³]	Klassischer Freivorbau im Waagebalken (exkl. Demontage Freivorbauwagen) [Std/m³]	Freivorbausegmente 1-23 [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen etc.	18,99	18,48	16,97
Bewehren (schlaffe Bewehrung)	3,80	4,00	3,39
Gesamtaufwandswert	**22,79**	**22,48**	**20,35**

A.1.3 Anhang C: Mengenermittlung Mures Brücke

Pfeiler P5 und P6			
Pfeiler	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungsgrad [kg/m³]
Bohrpfähle	3.596,5	556,72	154,8
Pfahlkopf-platten	1.022,3	255,26	249,7
Pfeiler	523,7	169,27	323,2
Summe	**5.142,5**	**981,25**	**190,8**

Mengenermittlung Hammerköpfe					
Element	Hammerkopf Pfeiler P6				
	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalfläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]
Boden-platte	25.561,18	166,59	153,44	256,39	1,54
Stege und Querriegel	57.940,31	360,50	160,72	770,37	2,14
Fahrbahn-platte	20.446,23	127,82	159,97	304,95	2,39
Hammer-kopf P6	**103.947,72**	**654,90**	**158,72**	**1.331,71**	**2,03**

Element	Hammerkopf Pfeiler P7				
	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalfläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]
Boden-platte	25.561,18	166,59	153,44	256,39	1,54
Stege und Querriegel	58.038,52	360,50	161,00	770,37	2,14
Fahrbahn-platte	20.446,23	127,82	159,97	304,95	2,39
Hammer-kopf P6	**104.045,93**	**654,90**	**158,87**	**1.331,71**	**2,03**

Mengenermittlung P7 Streamside Überbausegmente 1-15

	Abschnitts-länge [L]	$d_{Bodenplatte}$ [m]	d_{Stege} [m]	$h_{Stege\text{-}Mitte}$ [m]	$d_{Fahrbahnplatte}$ [m]	Kragarme [m³]	Bodenplatte [m³]	Stege [m³]	Fahrbahn-platte [m³]	Beton-menge [m³]	Bewehrungsmenge		
											Streamside [kg]	Landside [kg]	Mittel [kg]
1	3,25	0,70	0,600	8,63	0,27	9,33586875	39,78	48,87675	19,70	117,69	10.319,57	10.319,57	10.319,57
		0,66		8,08									
		0,68		8,36									
2	3,50	0,66	0,567	8,08	0,27	10,0540125	40,54	46,43975	21,30	118,34	10.818,96	10.818,96	10.818,96
		0,62		7,53									
		0,64		7,81									
3	3,50	0,62	0,533	7,53	0,27	10,0540125	38,22	40,74	21,40	110,41	10.905,66	10.905,66	10.905,66
		0,58		7,02									
		0,60		7,28									
4	4,00	0,58	0,500	7,02	0,27	11,4903	40,99	40,56	24,56	117,61	12.199,43	12.192,05	12.195,74
		0,54		6,50									
		0,56		6,76									
5	4,00	0,54	0,467	6,50	0,27	11,4903	37,90	35,084	24,67	109,15	12.100,96	12.162,63	12.131,80
		0,49		6,03									
		0,52		6,27									
6	4,00	0,49	0,433	6,03	0,27	11,4903	34,41	30,29	24,78	100,97	12.627,67	12.565,61	12.596,64
		0,44		5,62									
		0,47		5,83									
7	4,00	0,44	0,400	5,62	0,27	11,4903	30,88	26,088	24,89	93,34	13.983,72	13.121,91	13.552,82
		0,39		5,25									
		0,42		5,44									
8	5,00	0,39	0,400	5,25	0,27	14,362875	33,95	30,33	31,11	109,75	17.212,96	15.596,16	16.404,56
		0,34		4,86									
		0,37		5,06									
9	5,00	0,34	0,400	4,86	0,27	14,362875	28,83	28,2	31,11	102,50	17.475,28	16.233,43	16.854,36
		0,28		4,54									
		0,31		4,70									
10	5,00	0,28	0,400	4,54	0,27	14,362875	23,25	26,49	31,11	95,21	18.250,30	17.412,43	17.831,37
		0,22		4,29									
		0,25		4,42									
11	5,00	0,22	0,400	4,29	0,27	14,362875	20,46	25,17	31,11	91,10	19.004,79	19.004,79	19.004,79
		0,22		4,10									
		0,22		4,20									
12	5,00	0,22	0,400	4,10	0,27	14,362875	20,46	24,18	31,11	90,11	17.283,25	16.264,23	16.773,74
		0,22		3,96									
		0,22		4,03									
13	5,00	0,22	0,400	3,96	0,27	14,362875	20,46	23,49	31,11	89,42	14.644,72	14.644,72	14.644,72
		0,22		3,87									
		0,22		3,92									
14	5,00	0,22	0,400	3,87	0,27	14,362875	20,46	23,07	31,11	89,00	14.544,20	14.544,20	14.544,20
		0,22		3,82									
		0,22		3,85									
15	5,00	0,22	0,400	3,82	0,27	14,362875	20,46	22,86	31,11	88,79	14.323,32	14.323,32	14.323,32
		0,22		3,80									
		0,22		3,81									
									Summe:	**1.523,41**			**212.902,23**

Mengenermittlung Lückenschlüsse und Querriegel in Feldmitte

	Abschnitts-länge [L]	$d_{Bodenplatte}$ [m]	d_{Stege} [m]	$h_{Stege-Mitte}$ [m]	$d_{Fahrbahnplatte}$ [m]	Kragarme [m³]	Bodenplatte [m³]	Stege [m³]	Fahrbahn-platte [m³]	Beton-menge [m³]	Bewehrungsmenge		
											Streamside [kg]	Landside [kg]	Gesamt [kg]
Lückenschluss in Feldmitte	5,00	0,22	0,400	3,80	0,27	14,362875	20,46	22,8	31,11	88,73			11.829,53
		0,22		3,80									
		0,22		3,80									
Lückenschluss P6-Vorlandbrücke	5,00	0,22	0,400	3,80	0,27	14,362875	20,46	22,8	31,11	88,73			11.829,53
		0,22		3,80									
		0,22		3,80									
Lückenschluss P7-Vorlandbrücke	5,00	0,22	0,400	3,80	0,27	14,362875	20,46	22,8	31,11	88,73			11.829,53
		0,22		3,80									
		0,22		3,80									
Querriegel in Feldmitte										23,56			6.007,21
Brücke auf Lehrgerüst	17,5									458,16	59.103,41		59.103,41
Brücke auf Lehrgerüst	17,5									458,16		59.144,56	59.144,56

Zusammenfassung klassischer Freivorbau im Waagebalken ohne Hammerköpfe und Lückenschlüsse							
Element	P6 Landside	P6 Streamside	P7 Streamside	P6 Landside	Querriegel	Sonstiges (Lisenen)	
Bewehrung:	206.895,02	206.895,02	206.895,02	206.895,02	24.028,86		kg
Beton:	1.523,41	1.523,41	1.523,41	1.523,41	94,25	200,00	m³
kg/m³:	135,81	135,81	135,81	135,81	254,96		kg/m³

Summe ohne Lückenschluss		
Bewehrung:	851.608,93	kg
Beton:	6.387,89	m³
kg/m³:	133,32	kg/m³

	Menge pro Doppeltakt (4 Segmente)	Menge pro Segmentpaar (2 Segmente)	Menge pro Segment	
Bewehrung:	56.773,93	28.386,96	14.193,48	kg
Beton:	425,86	212,93	106,46	m³
kg/m³:	133,32	133,32	133,32	kg/m³

Lückenschlüsse					
	Bewehrung [kg]	Beton-menge [m³]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalfläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]
Feldmitte	11.829,53	88,73	133,32	352,80	3,98
P6-Vorland-brücke	11.829,53	88,73	133,32	352,80	3,98
P7-Vorland-brücke	11.829,53	88,73	133,32	352,80	3,98
Summe	**35.488,59**	**266,19**	**133,32**	**1.058,40**	**3,98**

Zusammenfassung klassischer Freivorbau im Waagebalken mit Hammerköpfen und Lückenschlüssen					
	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalfläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]
Hammerkopf P6	654,9	103,9	158,72	1.331,7	2,03
Hammerkopf P7	654,9	104,05	158,87	1.331,71	2,03
Überbausegmente 1-15	6.387,9	851,61	133,32	21.394,89	3,35
Lückenschlusssegmente	266,2	35,49	133,32	1.058,40	3,98
Summe	**7.963,9**	**1.095,09**	**137,51**	**25.116,71**	**3,15**

Zusammenfassung der Lehrgerüstabschnitte für die Mainbridge					
	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalfläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]
Abschnitte auf Lehrgerüst	916,3	118,25	129,05	2.641,21	2,88

Zusammenfassung Mainbridge					
	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Schalfläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]
Hammerkopf P6	654,9	103,9	158,72	1.331,71	2,03
Hammerkopf P7	654,9	104,0	158,87	1.331,71	2,03
Überbausegmente 1-15	6.387,9	851,6	133,32	21.394,89	3,35
Lückenschlusssegmente	266,2	35,5	133,32	1.058,40	3,98
Abschnitte auf Lehrgerüst	916,3	118,2	129,05	2.641,21	2,88
Summe	**8.880,2**	**1.213**	**136,63**	**27.757,92**	**3,13**

Vorspannstahl			
	Beton-menge [m³]	Vorspann-stahl [kg]	Vorspannung pro m³ Beton [kg/m³]
Klassischer Freivorbau	7.963,9	309.381,15	38,85
Brücke auf Lehrgerüst	916,3	11.869,20	12,95
Summe	**8.880,2**	**321.250,35**	**36,18**

Mengenermittlung Freivorbau Mures Bridge								
Überbau	Beton-menge [m³]	Bewehrung [t]	Bewehr-ungsgrad [kg/m³]	Schal-fläche [m²]	Schalungs-grad [m²/m³]	Vorspann-stahl [t]	Vorspan-nung pro m³ Beton [kg/m³]	Σ Stahl [kg] /m³ Beton
Hammer-köpfe P6+P7	1.309,8	207,99	158,8	2.663,4	2,03			
Überbau 1-15	6.387,9	851,61	133,3	21.394,9	3,35			
Klassischer Freivorbau	7.697,7	1.059,6	137,7	24.058,3	3,13		0,0	137,7
Lücken-schlüsse	266,2	35,49	133,3	1.058,4	3,98		0,0	133,3
Freivorbau	**7.963,9**	**1.095,09**	**137,5**	**25.116,7**	**3,15**	**309,38**	**38,8**	**176,4**

Stundenermittlung Freivorbau exklusive Bewehrungsarbeiten			
	Phase 1	Phase 2	Phase 3
	Hammerköpfe P6+P7	Segmente im klassischen Freivorbau	Demontage der Freivorbauwagen
Schalarbeiten, Vorspann-arbeiten, Betonierarbei-ten, Randstunden etc.	16.063	62.303	9.633
Summe	**87.999**		

Stundenermittlung Freivorbau inklusive Hammerköpfe und Demontage der Vorbauwagen, exklusive Eisenbieger	
	Oktober 2010 - August 2011
Gesamtstundenanzahl Überbau Freivorbau [Std]	**87.999**

Stundenermittlung Freivorbau inklusive Hammerköpfe, exklusive Eisenbieger und Demontage der Vorbauwagen	
	Oktober 2010 - Juli 2011
Gesamtstundenanzahl Freivorbau im Waagebalken ohne Demontage [Std]	**78.366**

Stundenermittlung Freivorbausegmente 1-15 im Waagebalken inklusive Lückenschlüsse	
	Stunden Dezember 2010 - Ende Juli 2011
Schalen und Betonieren	55.423
Vorspannen	6.880
Summe	**62.303**

Berechnung des Mittellohnes				
	Durchschnittliche Anzahl der Arbeitskräfte [AK]	Kosten [€]	Lohnstunden [Std]	Mittellohn [€/Std]
GPS	2,00	224.361,51	2.648	84,72
Alpine Austria	11,82	1.025.894,42	23.055	44,50
PORR	6,36	566.131,38	11.358	49,84
Highbridge Construct	27,53	563.151,84	50.938	11,06
Summe	**47,71**	**2.379.539,15**	**87.999**	**27,04**

Gesamtaufwandswert Freivorbau		
Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.963,9	87.999	**11,05**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Magazin, Randstunden etc.	11,05
Verlegen der schlaffen Bewehrung	2,75
Summe für Überbau Mainbridge	**13,80**

Aufwandswert Freivorbau inklusive Hammerköpfe, exklusive Demontage der Vorbauwagen		
Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
7.963,9	78.366	**9,84**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Magazin, Randstunden etc.	9,84
Verlegen der schlaffen Bewehrung	2,75
Summe für klassischen Freivorbau im Waagebalken	**12,59**

Aufwandswert Freivorbau im Waagebalken exklusive Hammerköpfe		
Betonmenge [m³]	Lohnstunden [Std]	Aufwandswert [Std/m³]
6.654,1	62.303	**9,36**

	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen, Betonmischwerk, Magazin, Randstunden etc.	9,36
Verlegen der schlaffen Bewehrung	2,75
Summe für Überbausegmente 1-15	**12,11**

Zusammensetzung Aufwandswert klassischer Freivorbau	
	Aufwandswert [Std/m³]
Schalen	6,48
Bewehren	2,75
Betonieren	0,85
Vorspannen	1,03
Stunden auf Kragarmen	**11,11**
Randstunden	1,00
Gesamt	**12,11**

Umrechnung der Aufwandswerte			
Schalungs-grad [m²/m³]	Aufwands-wert [Std/m²]	Bewehrungs-grad [kg/m³]	Aufwands-wert [Std/t]
3,35	**1,93**		
		133,3	**20,63**

Übersicht Lohnstunden	
Lohnstunden:	Lohnstunden [Std]
Gesamter Freivorbau	87.999,0
Klassischer Freivorbau im Waagebalken	78.365,8
Freivorbausegmente 1-23	62.303,0

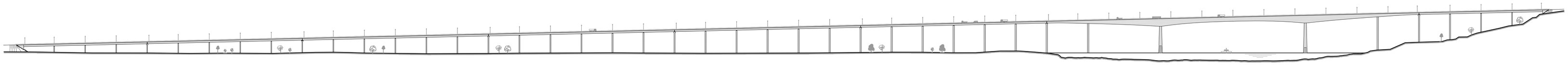
Übersicht über die Aufwandswerte			
Aufwandswerte:	Aufwandswerte [Stunden pro m³ Beton]		
	Gesamter Freivorbau (inkl. Demontage Freivorbauwagen) [Std/m³]	Klassischer Freivorbau im Waagebalken (exkl. Demontage Freivorbauwagen) [Std/m³]	Freivorbausegmente 1-15 [Std/m³]
Schalen, Betonieren, Vorspannen etc.	11,05	9,84	9,36
Bewehren (schlaffe Bewehrung)	2,75	2,75	2,75
Gesamtaufwandswert	**13,80**	**12,59**	**12,11**

Ergebnisse REFA Analyse Schalungsarbeiten						
	Partie A [%]	Partie B [%]	Partie C [%]	Partie D [%]	Partie E [%]	Partie F [%]
Haupttätigkeiten	39,23	32,40	27,35	41,16	38,32	39,07
Nebentätigkeiten	31,97	27,64	29,42	29,20	29,17	24,63
Zusätzliche Tätigkeiten	0,00	0,00	0,00	0,00	1,25	11,34
Summe Haupt-, Neben und zusätzliche Tätigkeiten	**71,20**	**60,04**	**56,77**	**70,36**	**68,74**	**75,04**
Ablaufbedingte Unterbrechungen	26,24	35,90	39,62	25,38	24,94	18,87
Störungsbedingte Unterbrechungen	0,30	0,05	0,16	0,65	0,40	0,81
Erholungsbedingte Unterbrechungen	1,13	1,17	1,49	2,51	3,68	4,38
Persönlich bedingte Unterbrechungen	1,13	2,85	1,96	1,11	2,24	0,91

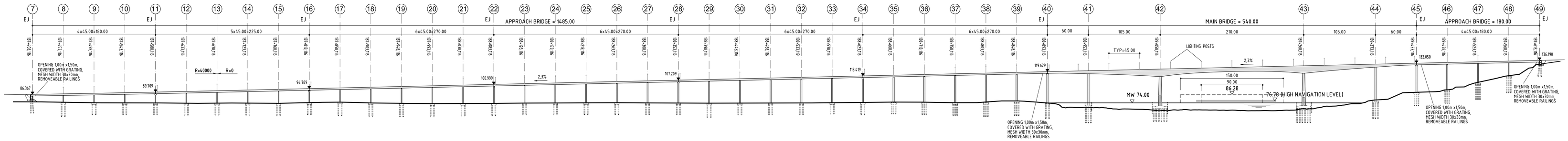
Ergebnisse REFA Analyse Betonierarbeiten			
	Serbien 25.03.2011 [%]	Serbien 29.03.2011 [%]	Rumänien 02.06.2011 [%]
Haupttätigkeiten	38,55	35,73	44,91
Nebentätigkeiten	17,91	27,04	17,43
Zusätzliche Tätigkeiten	0,00	0,00	0,00
Summe Haupt-, Neben und zusätzliche Tätigkeiten	**56,46**	**62,77**	**62,34**
Ablaufbedingte Unterbrechungen	41,69	34,93	34,94
Störungsbedingte Unterbrechungen	0,08	0,00	0,38
Erholungsbedingte Unterbrechungen	1,20	1,77	1,58
Persönlich bedingte Unterbrechungen	0,56	0,53	0,75

A.1.4 Anhang D: Übersichtslagepläne und Detailpläne Beska Brücke

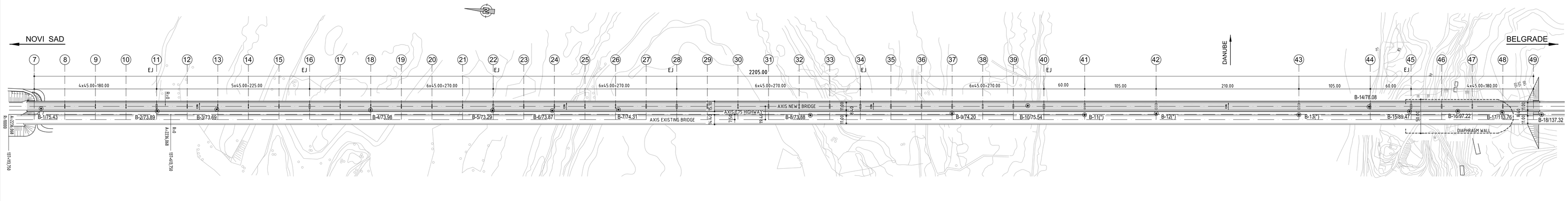
ELEVATION SCALE 1:2000



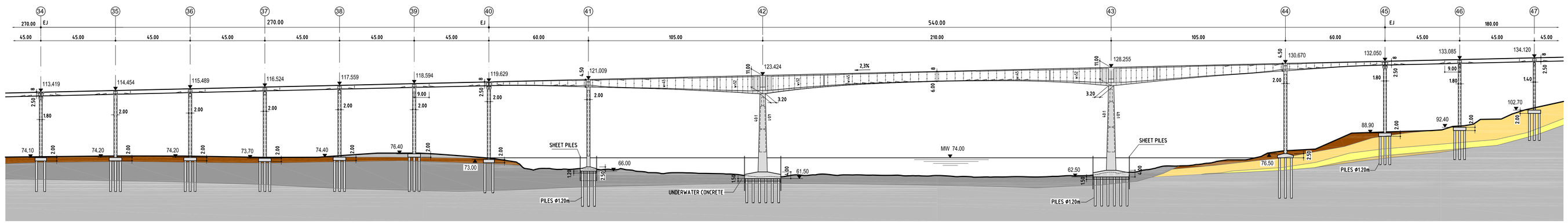
LONGITUDINAL SECTION SCALE 1:2000



PLAN SCALE 1:2000



PARTIAL LONGITUDINAL SECTION SCALE 1:1000



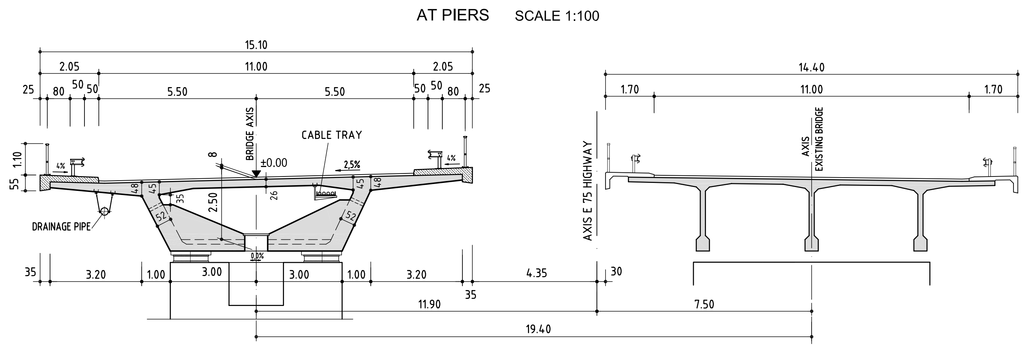
LEGEND:

- Embankment of mixed dust-sand materials
- Loess, aggregated sandy dusts and clays
- Eolian sand
- Sand-clay dusts and sand - interface zone of alteration
- Sand-clay dusts
- Sand and gravel within the base

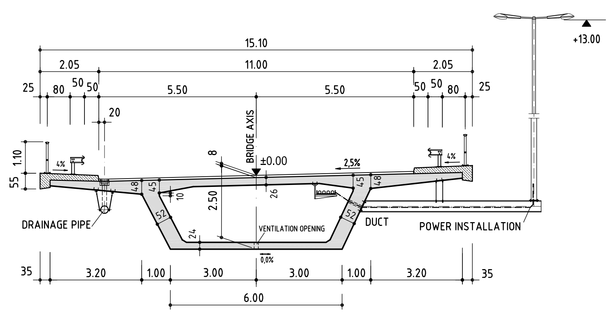
rev :	datum / date :	promena / change :

TYPICAL CROSS SECTION FOR APPROACH BRIDGE

AT PIERS SCALE 1:100

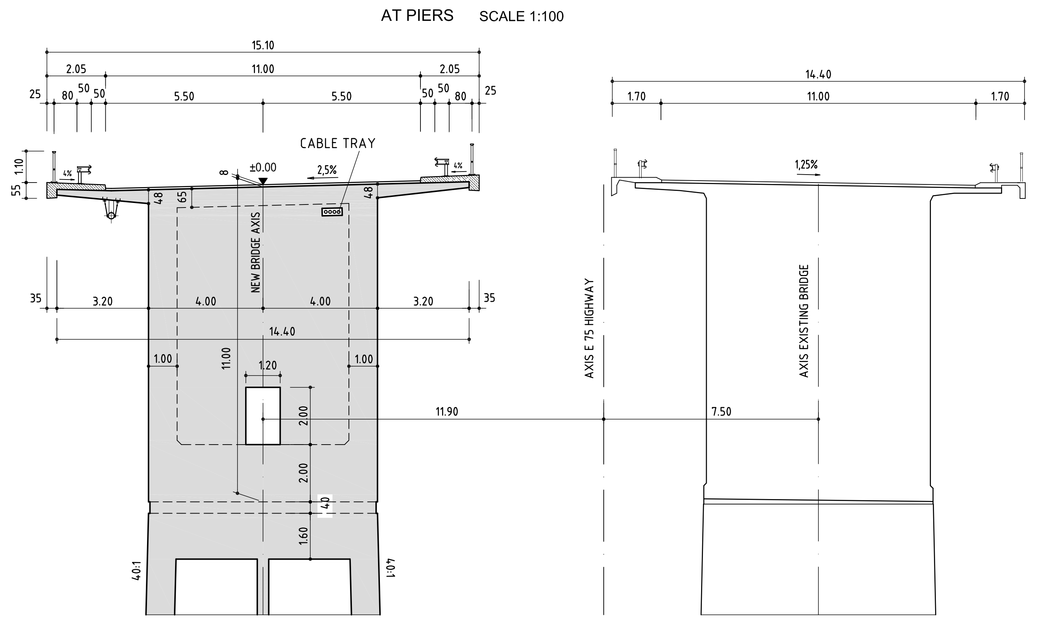


AT SPAN SCALE 1:100

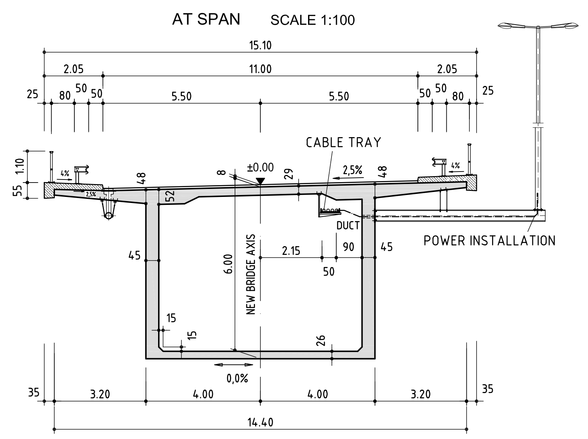


TYPICAL CROSS SECTION FOR MAIN BRIDGE

AT PIERS SCALE 1:100



AT SPAN SCALE 1:100



INVESTITOR / INVESTOR :
Javno preduzeće "Putevi Srbije" / Public Enterprise "Roads of Serbia"
Javno preduzeće PUTEVI SRBIJE
Bul. Kralja Aleksandra 282
Beograd,Srbija

PROJEKAT / PROJECT :
AUTOPUT E-75, DEONICA NOVI SAD - BEOGRAD / E-75 HIGHWAY, SECTION NOVI SAD-BELGRADE
NOVI MOST BEŠKA / NEW BESKA BRIDGE - LOT 3

OBJEKAT / OBJECT :
GLAVNI MOST / MAIN BRIDGE

FAZA PROJEKTA / PROJECT PHASE :
IDEJNI PROJEKAT / PRELIMINARY DESIGN

NOVI SAD — BEOGRAD
APPROACH BRIDGE LEFT SIDE — MAIN BRIDGE — APPROACH BRIDGE RIGHT SIDE

IZVODAČ / CONTRACTOR :
DSD Brückenbau GmbH
Alpine Mayreder Bau GmbH

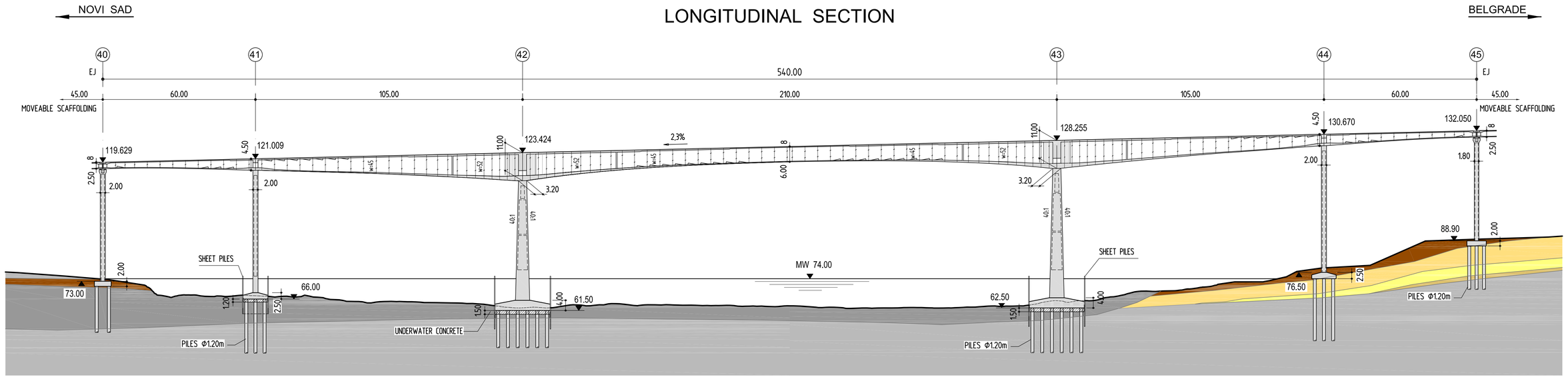
ODGOVORNI PROJEKTANT / PROJECT ENGINEER :
dipl.ing. Peco Damir
dipl.ing. Savić Miodrag
ENCODE
Pere Velimirovića 56, Beograd
encode@eunet.yu
potpis / signature : .....

PROJEKTANT / DESIGNER :
Leonhardt, Andrä und Partner
dipl.ing. H. Svensson
dipl.ing. H. Haug
dipl.ing. S. Schmidt
potpis / signature : i. V. Holger Haug

NAZIV CRTEŽA / TITLE OF DRAWING :
UKUPNA DISPOZICIJA MOSTA
GENERAL LAYOUT

datum / date :	razmera / scale :	format / paper size:	crtao / drawn :	br. knjige / book no. :	tip crteža / drawing type:	broj crteža-indeks / drawing no-index:
09.02.07	1:2000/1000/100	A0	T. Jung	2	D	0-00-001

LONGITUDINAL SECTION



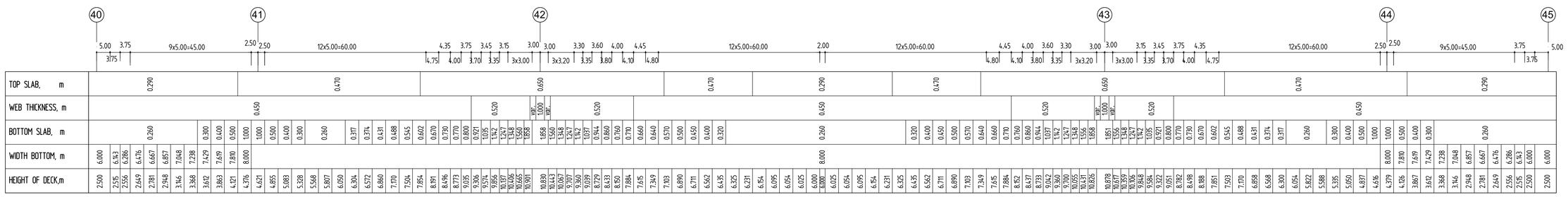
LEGEND:

- Embankment of mixed dust-sand materials
- Loess, aggregated sandy dusts and clays
- Eolian sand
- Sand-clay dusts and sand - interface zone of alteration
- Sand-clay dusts
- Sand and gravel within the base
- REINFORCED CONCRETE COMPONENT

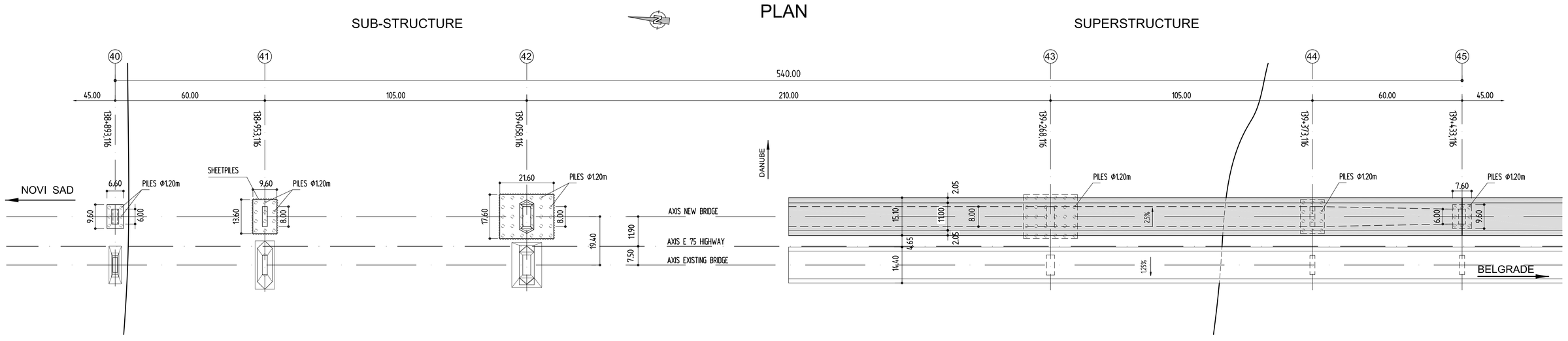
PILE FORCES SERVICE LOADS

AXIS	41	42	43	44
max PILE FORCE	5,0 MN	9,3 MN	9,3 MN	6,6 MN
min PILE FORCE	0,7 MN	2,0 MN	2,0 MN	0,6 MN
req. Lpile acc. P.D.	21,0m	22,0m	22,0m	22,0m

RIVER BED LEVEL, VALUES REPRESENTED ON THIS DRAWING REFERS ON SURVEYING CARRIED OUT IN OCTOBER 2006



PLAN



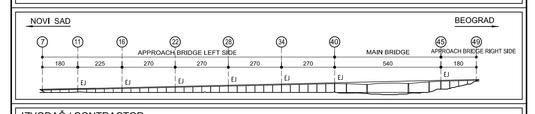
b		
a	31.01.07	TOP SLAB, FOUNDATION LEVEL, PILE FORCE AND PILE LENGTH
rev :	datum / date :	promena / change :

INVESTITOR / INVESTOR :
Javno preduzeće PUTEVI SRBIJE
Javno preduzeće "Putevi Srbije" / Public Enterprise "Roads of Serbia"
Bul. Kralja Aleksandra 282
Beograd,Srbija

PROJEKAT / PROJECT :
AUTOPUT E-75, DEONICA NOVI SAD - BEOGRAD / E-75 HIGHWAY, SECTION NOVI SAD-BELGRADE
NOVI MOST BEŠKA / NEW BESKA BRIDGE - LOT 3

OBJEKAT / OBJECT :
GLAVNI MOST / MAIN BRIDGE

FAZA PROJEKTA / PROJECT PHASE :
IDEJNI PROJEKAT / PRELIMINARY DESIGN



IZVODAČ / CONTRACTOR :
DSD Brückenbau GmbH
Alpine Mayreder Bau GmbH

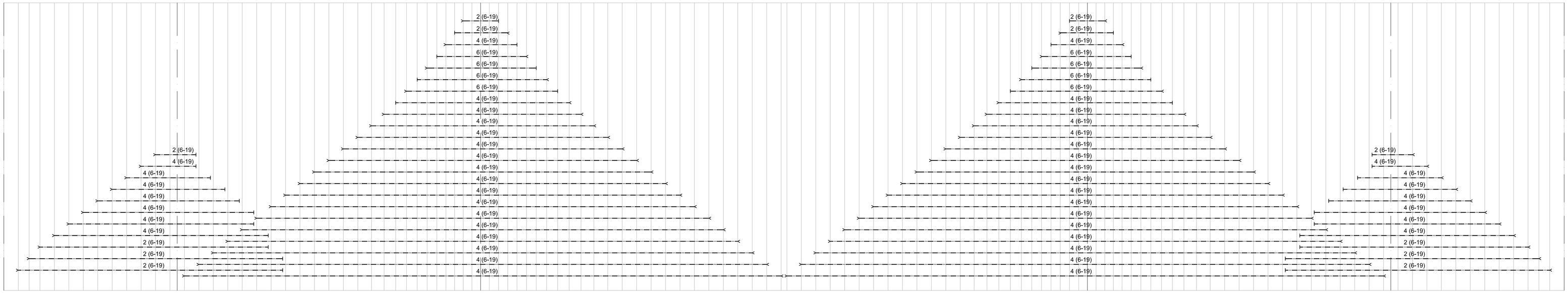
ODGOVORNI PROJEKTANT / PROJECT ENGINEER :
dipl.Ing. Peco Damir
dipl.Ing. Savić Miodrag
ENCODE
Pere Velimirovića 56, Beograd
encode@eunet.yu
potpis / signature : .....

PROJEKTANT / DESIGNER :
Leonhardt, Andrä und Partner
dipl.Ing. H. Svensson
dipl.Ing. H. Haug
dipl.Ing. S. Schmidt
potpis / signature : ..... i. V. Holger Haug

NAZIV CRTEŽA / TITLE OF DRAWING :
DISPOZICIJA GLAVNOG MOSTA
GENERAL LAYOUT MAIN BRIDGE

datum / date :	razmera / scale :	format / paper size:	crtao / drawn :	br. knjige / book no. :	tip crteža / drawing type:	broj crteža-indeks / drawing no-index:
01.12.06	1:750	A0	T. Jung	2	D	2-00-002a

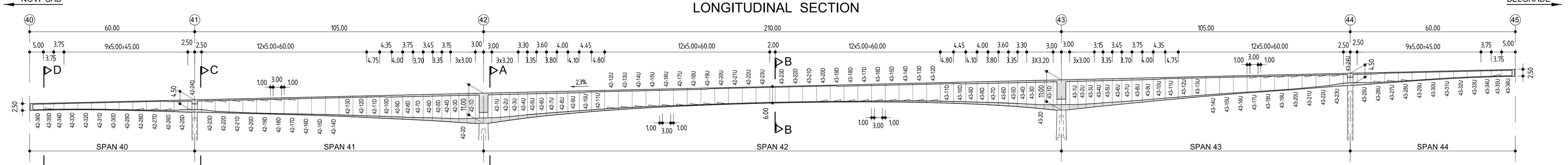
TENDON LAYOUT TOP SLAB



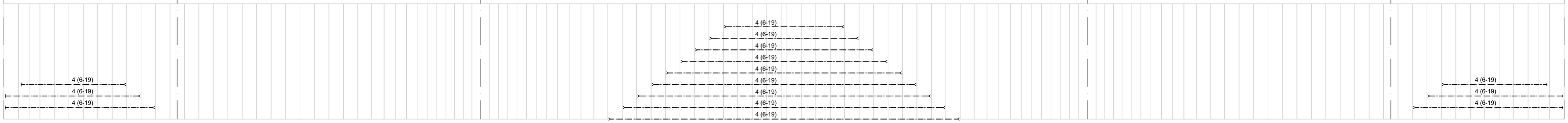
NOVI SAD

LONGITUDINAL SECTION

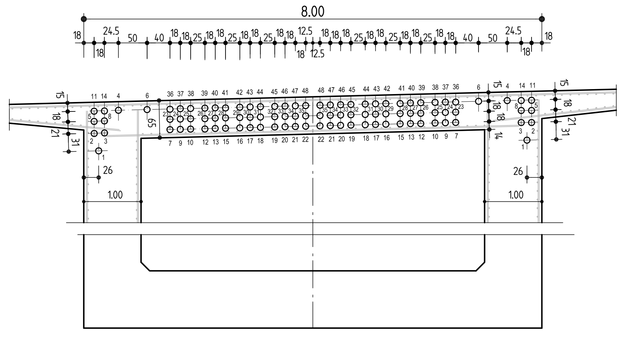
BELGRADE



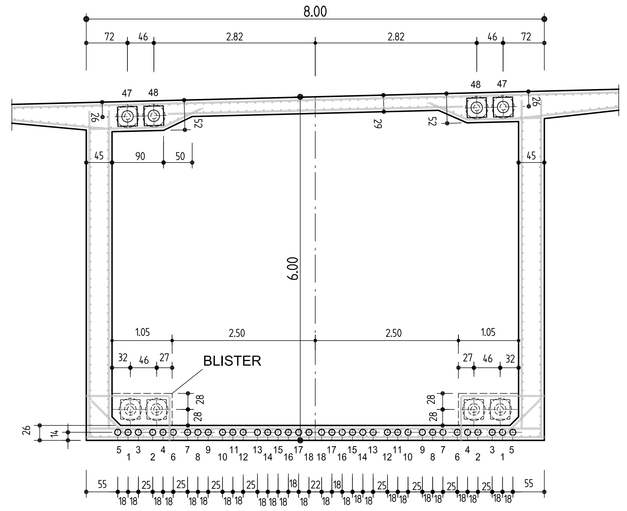
TENDON LAYOUT BOTTOM SLAB



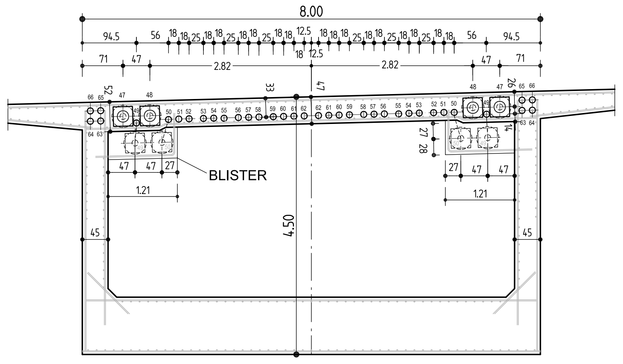
SECTION A-A SCALE 1:50



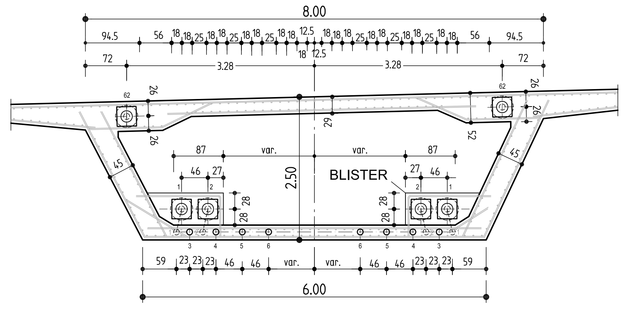
SECTION B-B SCALE 1:50



SECTION C-C SCALE 1:50



SECTION D-D SCALE 1:50



LEGEND:

- STRESSING ANCHORAGE (ACTIVE TYPE E)
- NON-STRESSING ANCHORAGE (PASSIVE TYPE E)
- (COUPLERS TYPE K)

TECHNICAL DATA OF VSL MULTISTRAND SYSTEM

TENDON TYPE - 19T 15,2
DUCTS: CORRUGATED STEEL STRIP SHEATS Øint = 95mm
Ap = 26,60cm² (1,40cm² pro Strand)
St 1680/1860

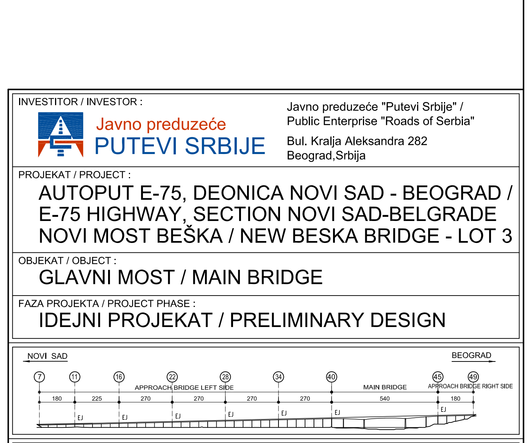
a	16.02.07	TENDON LAYOUT
rev :	datum / date :	promena / change :

INVESTITOR / INVESTOR :
Javno preduzeće PUTEVI SRBIJE
Javno preduzeće "Putevi Srbije" / Public Enterprise "Roads of Serbia"
Bul. Kralja Aleksandra 282
Beograd,Srbija

PROJEKAT / PROJECT :
AUTOPUT E-75, DEONICA NOVI SAD - BEOGRAD / E-75 HIGHWAY, SECTION NOVI SAD-BELGRADE
NOVI MOST BEŠKA / NEW BESKA BRIDGE - LOT 3

OBJEKAT / OBJECT :
GLAVNI MOST / MAIN BRIDGE

FAZA PROJEKTA / PROJECT PHASE :
IDEJNI PROJEKAT / PRELIMINARY DESIGN



IZVOĐAČ / CONTRACTOR :
DSD Brückenbau GmbH
Alpine Mayreder Bau GmbH

ODGOVORNI PROJEKTANT / PROJECT ENGINEER :
dipl.ing. Peco Damir
dipl.ing. Savić Miodrag
ENCODE
Pere Velimirovića 56, Beograd
encode@eunet.yu
potpis / signature : .....

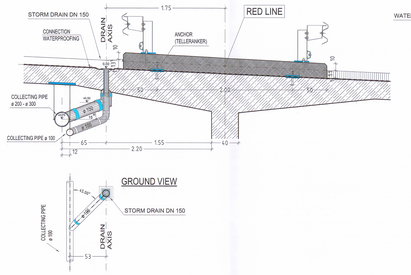
PROJEKTANT / DESIGNER :
dipl.ing. H. Svensson
dipl.ing. H. Haug
dipl.ing. S. Schmidt
Leonhardt, Andrä und Partner
potpis / signature : ..... i. V. Holger Haug

NAZIV CRTEŽA / TITLE OF DRAWING :
ŠEMA PREDNAPREZANJA
PRESTRESSING LAYOUT

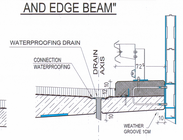
datum / date :	razmera / scale :	format / paper size:	crtao / drawn :	br. knjige / book no. :	tip crteža / drawing type:	broj crteža-indeks / drawing no-index:
01.12.06	1:500	A0	T. Jung	2	D	2-00-005a

A.1.5 Anhang E: Übersichtslagepläne und Detailpläne Mures Brücke

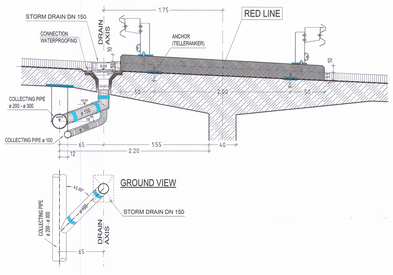
DETAIL 1:20
"WATERPROOFING DRAIN AND CENTER BEAM"



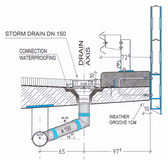
DETAIL 1:20
"WATERPROOFING DRAIN AND EDGE BEAM"



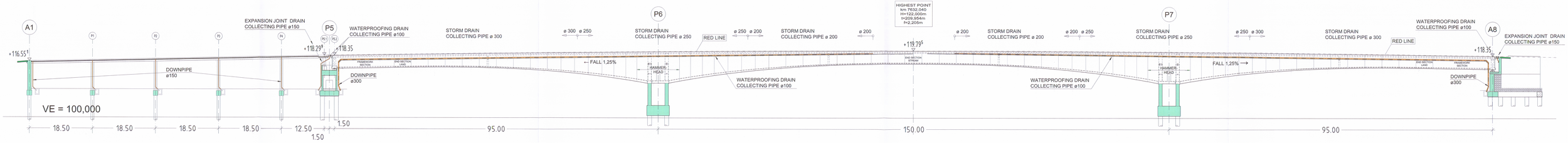
DETAIL 1:20
"STORM DRAIN AND CENTER BEAM"



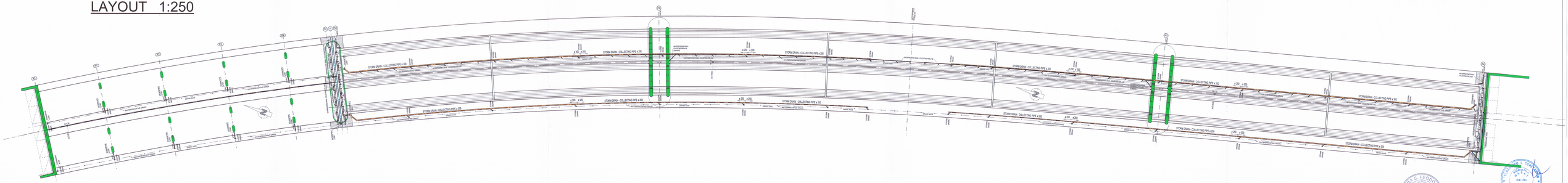
DETAIL 1:20
"STORM DRAIN AND EDGE BEAM"



LONGITUDINAL SECTION 1:250



LAYOUT 1:250



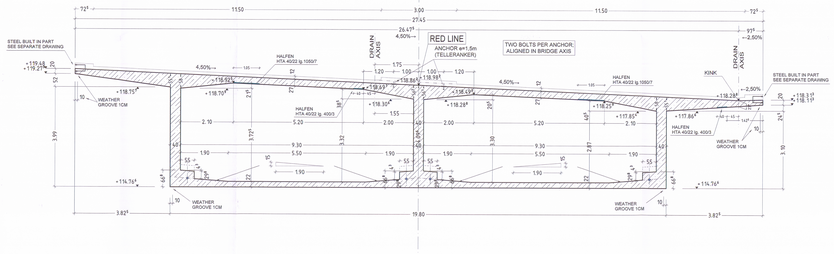
MURES BRIDGE
BRIDGE DRAINAGE - SCHEMATIC DIAGRAM

ITUNIVERSAL

CROSS SECTION P6CS11L 1:50

CROSS FALL 4,50%

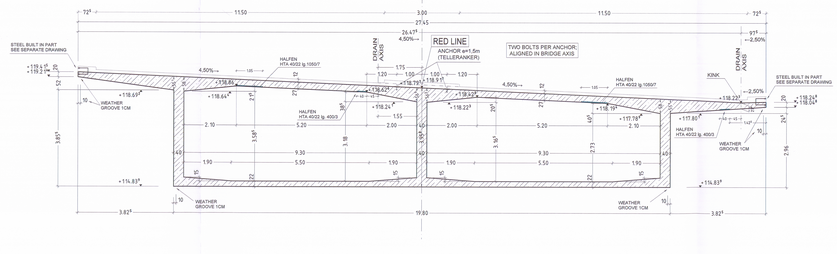
CONSTRUCTION JOINT: DIMPLED SHEET BETWEEN REINFORCEMENT



CROSS SECTION P6CS12L 1:50

CROSS FALL 4,50%

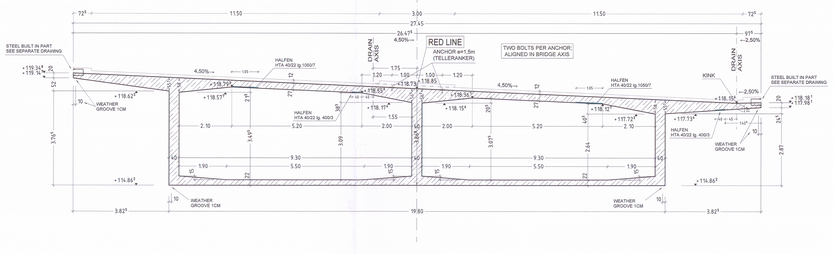
CONSTRUCTION JOINT: DIMPLED SHEET BETWEEN REINFORCEMENT



CROSS SECTION P6CS13L 1:50

CROSS FALL 4,50%

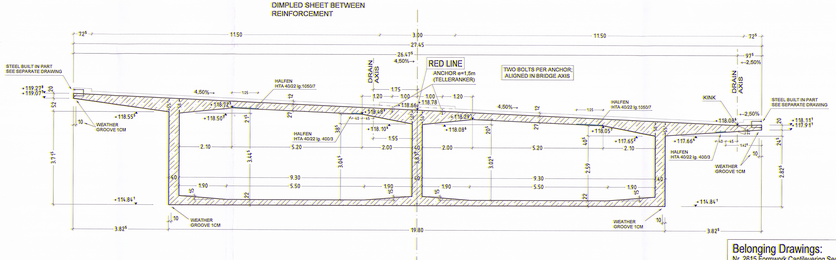
CONSTRUCTION JOINT: DIMPLED SHEET BETWEEN REINFORCEMENT



CROSS SECTION P6CS14L 1:50

CROSS FALL 4,50%

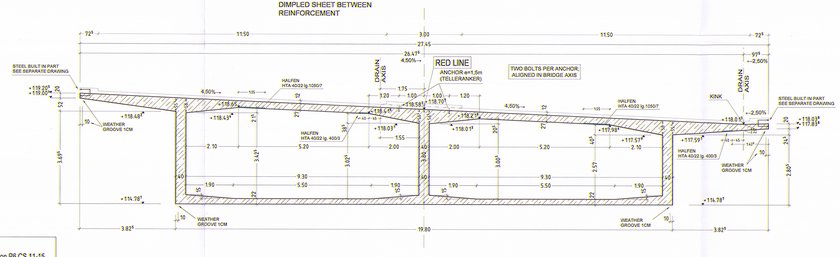
CONSTRUCTION JOINT: DIMPLED SHEET BETWEEN REINFORCEMENT



CROSS SECTION P6CS15L 1:50

CROSS FALL 4,50%

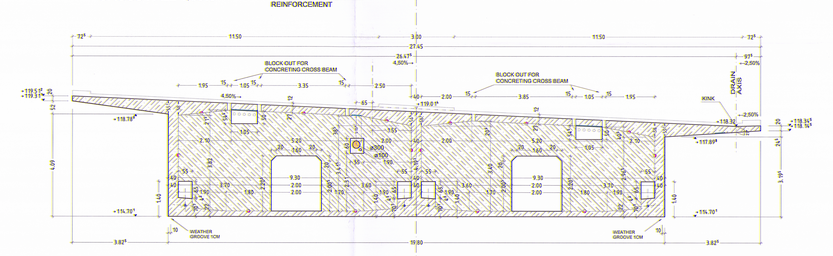
CONSTRUCTION JOINT: DIMPLED SHEET BETWEEN REINFORCEMENT



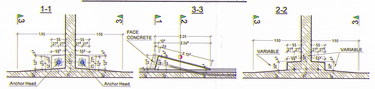
CROSS SECTION P6CS11QTL 1:50

CROSS FALL 4,50%

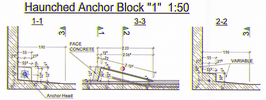
CONSTRUCTION JOINT: DIMPLED SHEET BETWEEN REINFORCEMENT



Haunched Anchor Block "1" 1:50



Haunched Anchor Block "1" 1:50



Belonging Drawings:

Nr. 2615 Formwork Cantilevering Section P6 CS 11-15 Land Side; Ground views; longitudinal section
Nr. 4604 Tendons P6 CS 10 - CS 12
Nr. 4605 Tendons P6 CS 13 - CS 15
Nr. 4512 Consist.Tendons P5-P6, Endpiece - P6
Nr. 1613 Superelevation CS 09 - CS 11
Nr. 1614 Superelevation CS 12 - CS 13
Nr. 1615 Superelevation CS 14 - CS 15
Nr. 6101 Steel built in part and mounting construction for noise barrier

DOKA drawings cantilevering unit - penetrations:
Nr. 139 - 008852 - 1601
Nr. 139 - 008852 - 1602
Nr. 139 - 008852 - 1603
Nr. 139 - 008852 - 1604

Superstructure:

C40/50 XC4 XF2 XD1 ; WiC<0,50 ; cement > 320kg/m³
Bst500S ; c= 3,5cm (inside box girder) c= 4,5cm (outside)

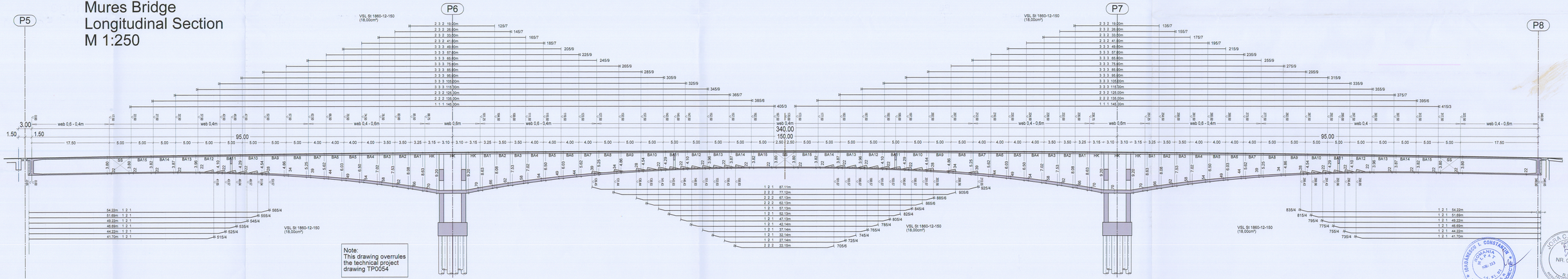
Edge Beam:

C50/65 XC4 XD3 XF4 ; WiC<0,50 ; cement > 320kg/m³
Bst500S ; c= 3,5cm (concrete side) c= 4,5cm (outside)

MURES CANTILEVERING BRIDGE - CANTILEVERING SECTION P6 CS 11-15 (LAND SIDE) - CROSS SECTIONS FORMWORKDRAWING 1:50

ZT:\1\MURES

Mures Bridge
Longitudinal Section
M 1:250



D							
C							
B							
02	15.09.2010	Building History: 4 Travellers / P6&P7 parallel					
	Data/Date	Modificare Modification / Revision	Proiectant/Designer	Acceptat Antreprenor/Accepted Contractor	Aprobat Consultant/Approved Consultant	Aprobat CNADNR/Approved CNADNR	
Verificator/ Checker MLPAT	Nume/Name	Semnătura/ Signature	Cerința/Requirement		Referat / nr. / data	Report / no. / date	
Indice/Index	Data/Date	Aprobat Proiectant/Client/ Approved Gen. Designer	Nume/Name		Semnatura/Signature		

CONTRACTOR:

PROJECT /PROJECT: ARAD-TIMISOARA-LUGOJ MOTORWAY
ARAD BY PASS / OCOLIRE ARAD

BENEFICIAR / BENEFICIARY : CNADNR
ROMANIAN NATIONAL COMPANY OF MOTORWAYS AND NATIONAL ROADS

INGINER / INGENEER : SCETAUROUTE, BCEOM

Working Drawing
Faza / Phase:

Proiectat/ Designed		ing. Christian WOLLINGER	Scara / Scale : 1:250	Denumire desen / Drawing Title : TECHNICAL PROJECT: MURES BRIDGE CANTILEVERING CONSTRUCTION BRIDGE TENSIONS AND CANTILEVERING SECTIONS
Verificat/ Checked		ing. Rudolf HINTERLEITNER	Data / Date : 30.06.2009	Cod fisier CAD / CAD File Name :
Aprobat/ Approved		ing. Valentin URLAN		Detalii Designer:

ZT MAYER
St. Poland nr. 66, Sector 1, Bucuresti
Tel. 4-021.616.66.30., Fax. 4-021.616.79.44

Document Identification	Project Phase	Group	Section	Form Type	Designers	Index	Status
P W	D B	W	B O	1 T	D 0 0 1	0 4 4 5 0 1	0 2